

Estudios de Microzonificación Sísmica, de Interacción Suelo Estructura y Licuefacción.

Studies of Seismic Microzoning, Soil-Structure Interaction and Liquefaction

Carlos Merino*¹, Javier González², Miguel Gutiérrez del Olmo³, Álvaro Pedregal³, Daniel Verdugo³, Javier Sepúlveda³

Resumen

La extracción de gas en la provincia holandesa de Groningen, durante los últimos 30 años, se relaciona con una serie de terremotos que han provocado daños a las estructuras de la zona. El tamaño (aproximadamente 1700 km²) y los antecedentes de esta región hacen que el estudio de la afección de la sismicidad inducida a las estructuras, que fueron diseñadas sin considerar estas acciones, justifique la coordinación de múltiples equipos a nivel mundial y el desarrollo de numerosos métodos de optimización. En este artículo se presentan los distintos trabajos realizados para el análisis de todas y cada una de las edificaciones y estructuras de la región. Esto implica desde el desarrollo de los modelos de suelo representativo de cada zona y los análisis dinámicos de respuesta no lineal de estos terrenos, hasta el estudio de las interacciones entre el suelo y las estructuras y el análisis de los riesgos geotécnicos que puedan aparecer, tales como la estabilidad de los taludes y la licuefacción del terreno.

Palabras clave: Push-over, licuefacción, Interacción Suelo-estructura, Respuesta No Lineal, Inteligencia artificial (machine learning).

Abstract

Gas extraction in the Dutch province of Groningen has been linked, for the last 30 years, to a series of earthquakes that have caused damage to the structures in the area. The size (approximately 1700km²) and the particularities of this region, with structures subject to seismic loading but which were designed without considering these actions, justify the coordination of multiple teams around the world and the development of many refined analysis methods. In this article we present several studies carried out for the analysis of each and every building and structure of the region. This requires the development of representative soil models of each zone and dynamic analysis considering non-linear response of the ground, to study the interactions between the soil and the structures and the consequences of the geotechnical risks that may appear, such as seismic slope stability and ground liquefaction.

Keywords: Push-over analysis, liquefaction, soil-structure interaction, Non-linear response, Machine learning.

1. INTRODUCCIÓN

Groningen es una provincia perteneciente a los Países Bajos. Situada al noreste del país, esta región está experimentando terremotos relacionados con la extracción de gas (Figura nº 1). Este fenómeno se clasifica como sismicidad inducida. Pero ¿qué es la sismicidad inducida? ¿Y cómo se puede reducir el riesgo para la seguridad de la vida y las consecuencias para el entorno construido?

La situación de Groningen es única por su tamaño y antecedentes, y por esta razón, las soluciones para este entorno construido no pueden evaluarse de una forma general y se han tenido que crear metodologías específicas para cada objetivo. Esto ha supuesto numerosos desafíos multidisciplinarios, creando diferentes metodologías, automatizando procesos, cálculos, etc. con el fin de evaluar

el peligro sísmico, la vulnerabilidad de los distintos edificios de la región, analizar los riesgos sísmicos globales, etc.

Estos análisis se han realizado para manejar el riesgo existente, dentro de un marco de tiempo aceptable, con el respaldo de las autoridades, y con un programa socialmente aceptable y flexible.

El gran número de edificaciones a analizar (± 20.000 direcciones), situadas en zonas pobladas de una región muy extensa, con estudios que habitualmente llevan varios meses de trabajo, supone el desarrollo de métodos de optimización de dichos trabajos.

Una de las metodologías implementadas, y que mostramos resumidamente en este artículo, son los trabajos realizados para los estudios sísmicos regionales para una tipología de edificios en la zona de estudio.

El alcance de estos estudios incluye:

- Revisión de la información geotécnica disponible.
- Desarrollo de modelos de suelo representativos, en base a una interpretación geológica y estadística, para el área de estudio de acuerdo con el método de microzonificación sísmica.

* Autora de contacto: carlos.merino@arup.com

¹ Director Asociado. Director del Departamento de Geotecnia. ARUP.

² Ingeniero Senior. Departamento de Geotecnia. ARUP.

³ Ingeniero. Departamento de Geotecnia. ARUP.

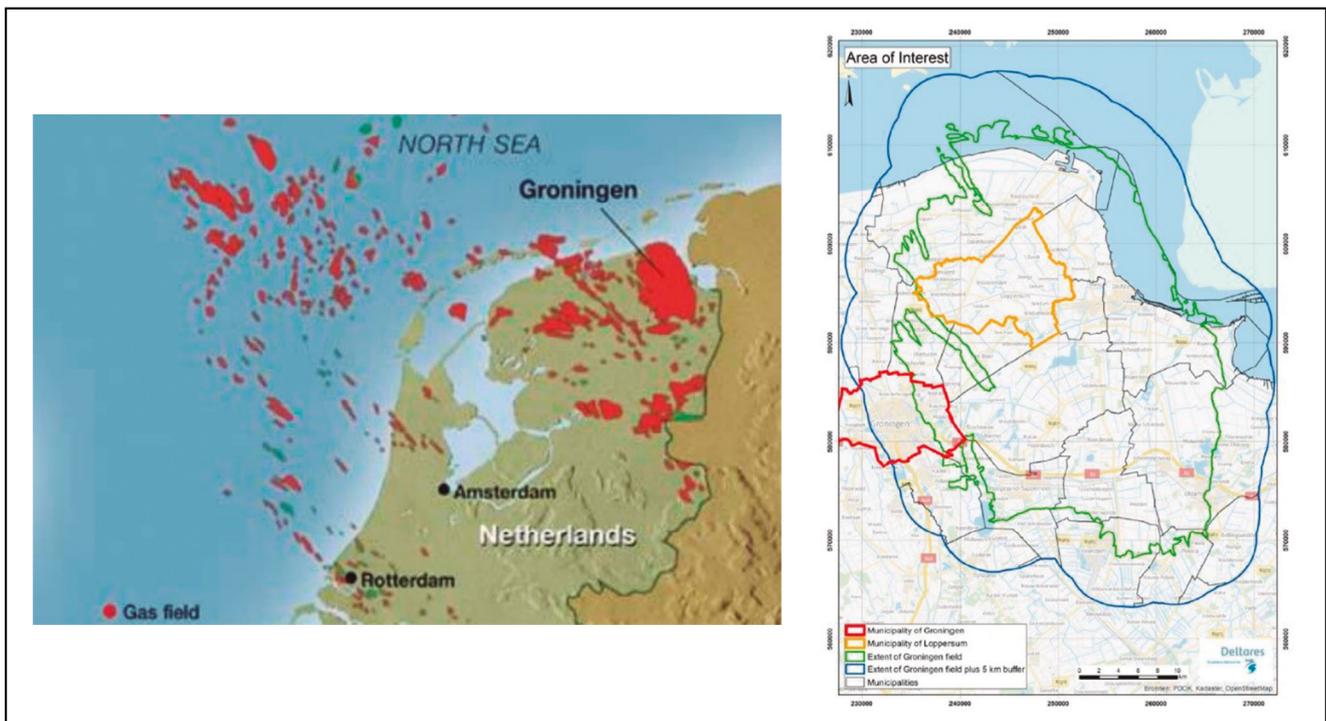


Figura 1. Yacimientos de gas natural. Región de Groningen. (Geological schematisation of the shallow subsurface of Groningen. Deltares. March 2015).

- Análisis de respuesta no lineal del terreno (SRA-1D) utilizando los modelos de suelos desarrollados.
- Evaluación del riesgo de licuefacción basándose en los resultados del SRA y pruebas continuas de penetración (CPTs).

El objetivo del enfoque sísmico regional es:

- Proporcionar modelos de suelo representativos para el análisis dinámico no lineal 'time-history' (NLTHA) y análisis estático no lineal 'push-over' (NLPO).
- Analizar el riesgo de licuefacción para cada punto del área de estudio.

2. EL PROYECTO

2.1. Localización y Descripción

Groningen es una provincia holandesa situada en el norte de los Países Bajos, a unos 200km de Ámsterdam. Tiene el campo de gas natural más grande de Europa y ocupa el decimosexto¹ puesto de productor de gas natural a nivel mundial.

Desde principios de los años noventa, se han producido terremotos relativamente pequeños en las cercanías de los yacimientos de gas de Groningen. Se ha confirmado que estos eventos son sismos inducidos por la extracción de gas (Figura n° 2).

El terremoto en el área de Huizinge el 16 de agosto de 2012 fue el evento más fuerte registrado hasta la fecha en la provincia de Groningen con una magnitud ML=3.6 y

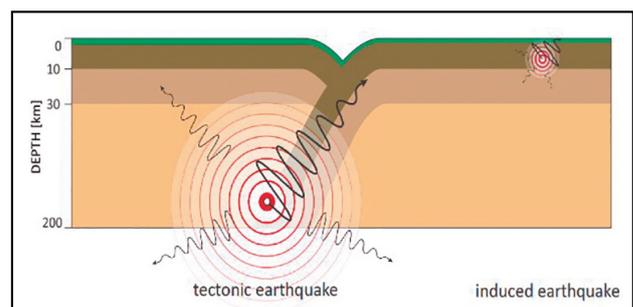


Figura 2. Sismo tectónico vs. Sismo inducido.

causó daños a los edificios (Figura n° 3²). Estudios de peligrosidad, sugieren que sismos de hasta una magnitud de 5.0 son posibles.

Esta actividad sísmica inducida está ocurriendo en un área donde los edificios no fueron diseñados para acciones sísmicas. La mayoría de los edificios contienen estructuras de mampostería no reforzada, estructuras históricamente muy susceptibles frente a sollicitaciones sísmicas (Figura n° 4).

Este proyecto engloba el análisis de numerosos edificios, unas 20.000 direcciones, agrupadas principalmente en tres familias de tipologías: 1) Casas unifamiliares, adosadas y semiadosadas; 2) Oficinas y edificios de apartamentos; y 3) Hospitales. A parte de dichas tipologías, también se han estudiado otras tipologías de carácter especial como edificios históricos, colegios, hospitales, etc.

Las dos metodologías de análisis para evaluar el comportamiento de estos edificios ante sismos inducidos son: el análisis dinámico no lineal 'time-history' (NLTHA) y el análisis estático no lineal 'push-over' (NLPO).

¹ Reservas probadas de gas natural. Netherlands: 23.1 (trillion cubic feet). Fuente: BP Statistical Review of World Energy. June 2018.

² The Royal Netherlands Meteorological Institute (KNMI). Ref.: Induced seismicity. NAM, 2013. Seismic Hazard Analysis in the Groningen Field. Nov 2013.

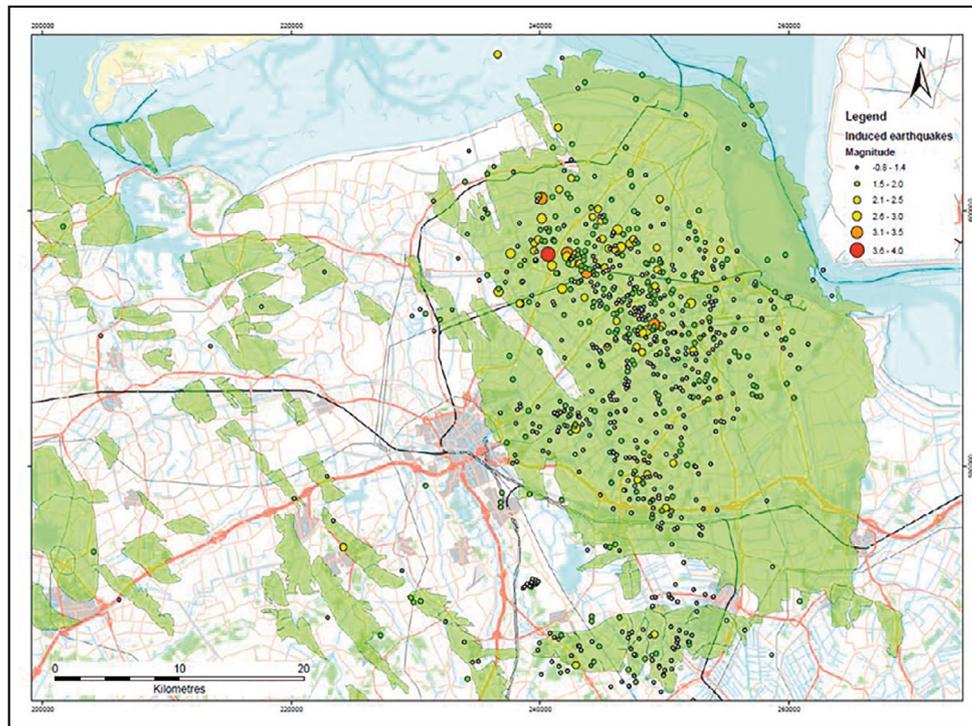


Figura 3. Epicentros de los terremotos registrados por el KNMI.



Figura 4. Algunos ejemplos de las tipologías de edificios a analizar.

2.2. Modelo Geológico Regional

Los Países Bajos se encuentran en la zona baja que bordea la parte sur del Mar del Norte. Geológicamente, el área ha evolucionado en gran parte a partir de procesos sedimentarios en un entorno deltaico en el extremo inferior de los principales sistemas fluviales que desembocan en el sur del Mar del Norte, y una gran influencia de los periodos glaciares y periglaciares. Tectónicamente, los Países Bajos son parte de la subsidente Cuenca del Mar del Norte.

La región de Groningen está formada principalmente por una serie de formaciones y miembros resultantes del desarrollo del Holoceno y Pleistoceno, distinguiéndose unidades marino-costeras de unidades fluviales y de suelos orgánicos (Figura nº 5).

En general, consisten en depósitos muy recientes (<1mill. años) que forman una secuencia de hasta 200m de espesor de sedimentos con una compleja historia geológica: subidas y bajadas del nivel del mar, dos periodos de glaciaciones, subsidencia tectónica, etc. Esto implica cambios bruscos de facies, tanto en vertical como horizontal, en una distancia relativamente pequeña (e.g. arenas sueltas de canales de marea que cambian a arcillas rígidas sobreconsolidadas de depósitos fluvio-glaciares).

Cabe destacar que muchas formaciones no pueden distinguirse entre sí en función únicamente de las características litológicas y la posición estratigráfica.

Por ejemplo, existen formaciones de arenas, margas, y depósitos de turba, asociados a procesos deposicionales locales, que no pueden distinguirse de formaciones de arenas eólicas, o de formaciones diferentes de depósitos similares pero asociados a sistemas fluviales.

A grandes rasgos, la estratigrafía general desde la superficie comienza con depósitos muy variables del Antropogénico, seguidos por formaciones del Holoceno, formados por depósitos limosos y arcillosos, intercalados con depósitos de arenas finas, que se corresponden con la denominada formación Naaldwijk (depósitos marinos).

También pueden aparecer intercalaciones de depósitos locales de turba (formación Nieuwkoop). Bajo el Holoceno, aparecen los depósitos del Pleistoceno, formados por depósitos arenosos (eólicos y fluviales) correspondientes a la formación Boxtel, y depósitos limo-arcillosos (marino-fluviales) de las formaciones Eem y Urk. Por último, se encuentran los depósitos glaciares y fluvio-glaciares, formados por depósitos arenosos y arcillosos, de las formaciones Drente y Peelo (Figura nº 5).

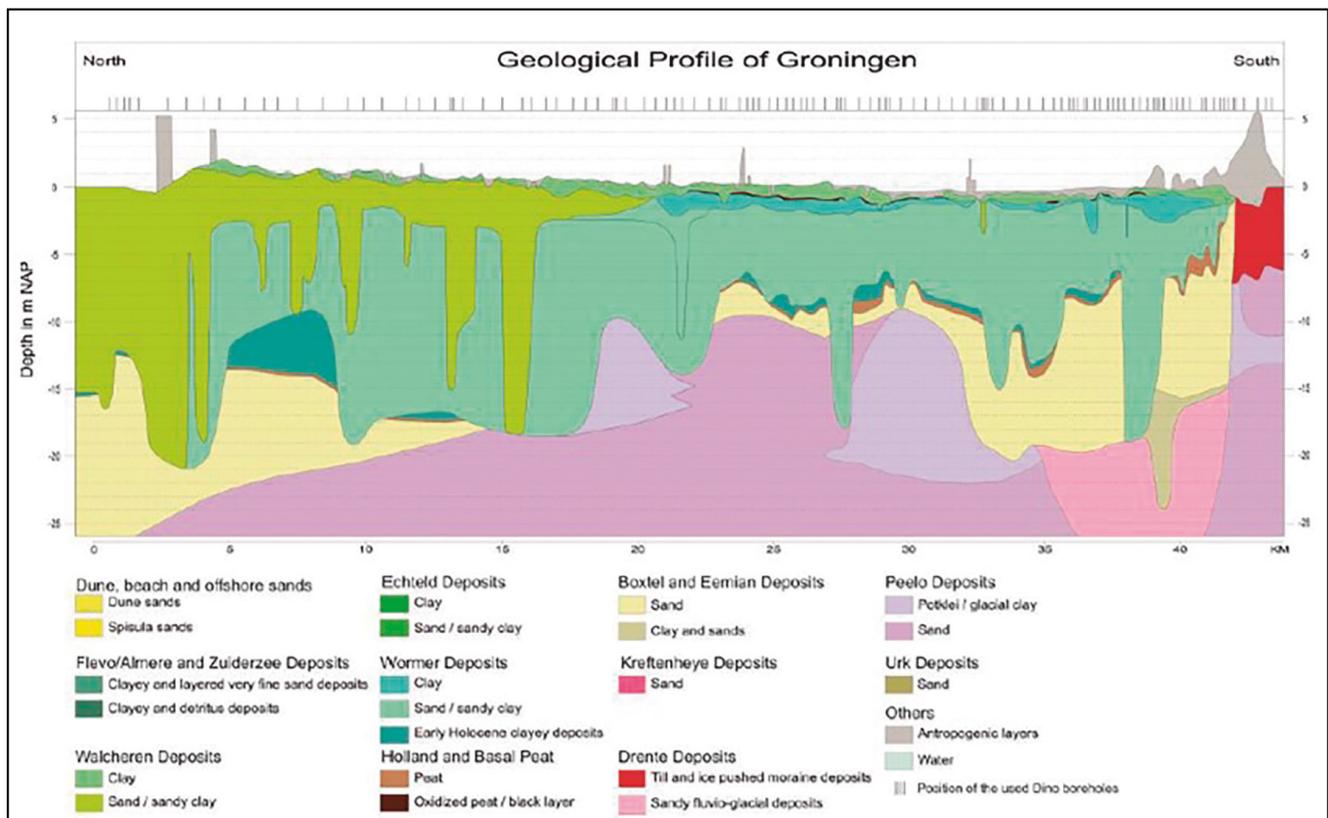


Figura 5. Ejemplo del perfil geológico N-S de la zona de Groningen, mostrando los depósitos costeros del Holoceno y Pleistoceno tardío (Vos 2015).

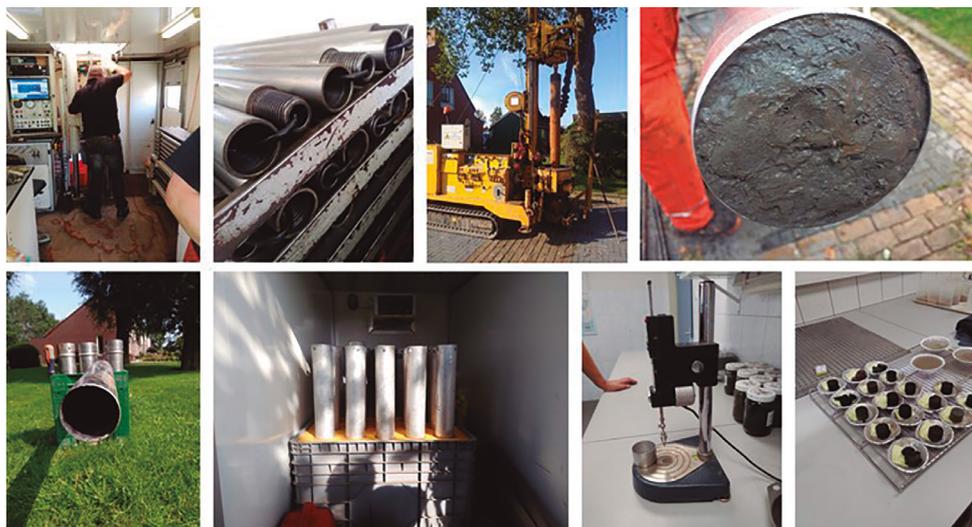


Figura 6. Fotografías de alguna de las campañas de investigación geotécnica realizadas.

2.3. Información Geológica Disponible

La información geológica-geotécnica proviene de las numerosas campañas de investigación realizadas por toda la región. Además, se cuenta con una base de información pública (DINOloket – GeoTop v1.3)³ que se usa para contrastar y complementar en algunos casos las campañas realizadas.

Las campañas de investigación realizadas se han llevado a cabo en unas 45 localidades a lo largo de toda la región de Groningen, realizándose en la mayoría de los

casos, varias campañas de investigación geotécnica dentro de la misma localidad.

En general, han consistido en la realización de ensayos de penetración estática de cono (CPT-u y CPT-s), sondeos mecánicos y manuales ('hand-boring'), toma de muestras y ensayos de laboratorio (Figura nº 6).

Las investigaciones geotécnicas fueron planteadas para conocer las características del terreno en relación con el tipo de análisis a llevar a cabo para evaluar la respuesta de los edificios ante sismos inducidos.

Así, los ensayos de penetración estática se realizaron generalmente hasta 30m de profundidad. La profundidad media alcanzada por los sondeos mecánicos fue de unos 10-20m, y los manuales se realizaron hasta una profundidad aproximada de 5m. Se tomaron muestras alteradas e

³ TNO (Geological Survey of the Netherlands). DINOloket disponible en: <https://www.dinoloket.nl/>.

inalteradas y se llevaron a cabo ensayos de densidad, humedad natural, límites de Atterberg, contenido en materia orgánica, consolidación, y resistencia al corte sin drenaje, para estimar los parámetros resistentes y deformacionales de los distintos suelos.

3. DESARROLLO DE MODELOS DE SUELO REPRESENTATIVOS

Uno de los principales retos relacionados con el proyecto consiste en definir un modelo detallado del suelo y sus características/propiedades, ya que son factores clave para estimar la respuesta sismo-resistente en las edificaciones a evaluar.

El gran número de edificaciones a analizar (± 20.000 direcciones) situadas en zonas pobladas de una región bastante extensa, la presencia de una geología con cambios bruscos de facies, el elevado número de ensayos de penetración estática de cono (CPT-u y CPT-s) para analizar, y los tiempos propios del programa del proyecto, son algunos de los mayores condicionantes en este proyecto.

Para abordarlo, se ha desarrollado una metodología consistente en interpretar cada una de las formaciones, analizar la distribución espacial, y realizar un análisis geoestadístico aplicado a las mismas, que permita generar un modelo de suelo representativo de toda una zona. La automatización de todos estos procesos es clave para conseguir alcanzar los objetivos (Figura nº 7).

3.1. Interpretación de los CPTs

En el ámbito del proyecto que nos ocupa, se ha realizado una extensa campaña de investigación geotécnica en cada unidad de estudio, que cuenta con un elevado número de ensayos de penetración estática de cono (tipo CPT-u o CPT-s).

Este tipo de ensayo resulta especialmente adecuado para los terrenos blandos característicos de la zona objeto de estudio, y presenta la ventaja de proporcionar resultados de forma continua en profundidad.

Los parámetros medidos por este ensayo son la resistencia a la penetración en la “punta” y el “fuste” del cono, así como la presión intersticial para cada profundidad. Existe una amplia bibliografía que propone distintas correlaciones entre estos parámetros y otros de mayor interés geotécnico.

En base a estas correlaciones es posible obtener una primera estimación de los siguientes parámetros del terreno:

- Peso unitario.
- Presiones totales y efectivas.
- Velocidad de propagación de las ondas S.
- Índice de plasticidad.
- Resistencia al corte sin drenaje.
- Angulo de rozamiento.
- Ratio de sobreconsolidación.
- Parámetros I_c y SBT para caracterización del tipo de suelo.

En el caso de algunos de los parámetros más críticos, como la velocidad de propagación de las ondas S, o en el de ciertos parámetros para los cuales las formulaciones propuestas en la bibliografía no dan lugar a una correlación suficientemente precisa para algunos de los suelos estudiados, se han desarrollado modificaciones específicas, con el objetivo de obtener una correlación mejor ajustada a los resultados obtenidos en laboratorio o mediante ensayos específicos.

3.2. ‘Machine Learning’ para la Asignación de Formaciones

“Machine learning” o “aprendizaje automático” es una disciplina científica fuertemente relacionada con la

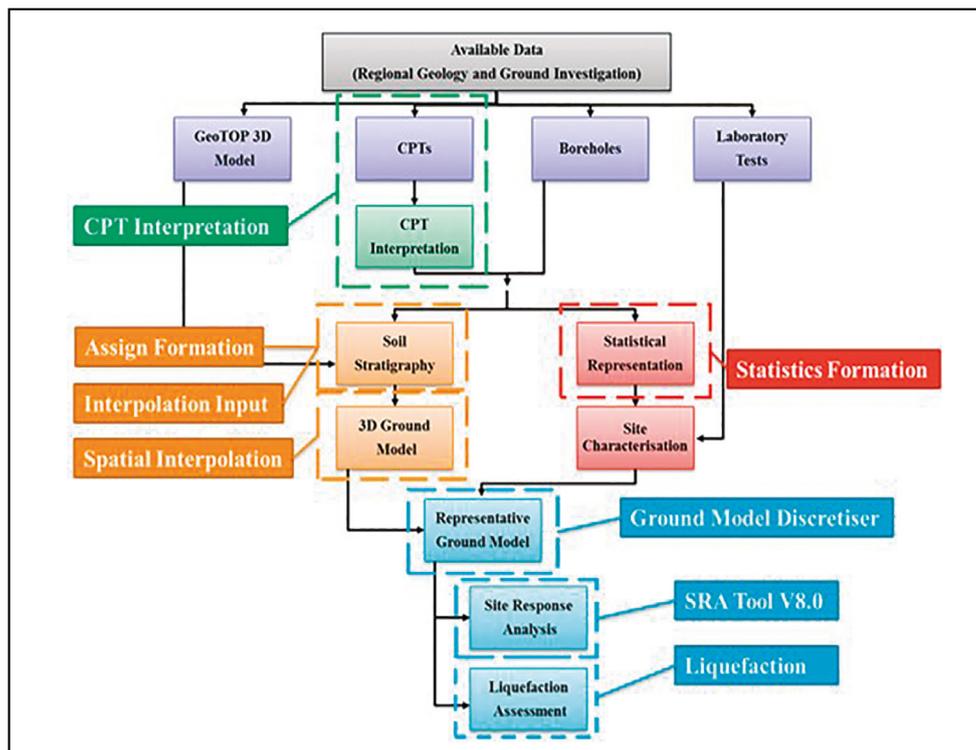


Figura 7. Esquema de la metodología y herramientas de automatización desarrolladas.

inteligencia artificial, que se centra en la identificación automática de patrones en grandes bases de datos.

Una de las aplicaciones más habituales de esta disciplina son los algoritmos de categorización, los cuales tratan de agrupar los diferentes registros de una base de datos en un número finito de categorías, las cuales pueden haber sido definidas previamente (categorización supervisada) o generadas de forma automática por el propio algoritmo (categorización no supervisada).

Estos algoritmos resultan especialmente útiles en aquellos casos en que el volumen de datos a clasificar sea significativo y no exista un criterio puramente analítico para clasificarlos. En el caso particular de este proyecto, se ha hecho uso de algoritmos de clasificación supervisada para automatizar la asignación de formaciones geológicas en un elevado número de localizaciones, con base en las mediciones registradas en ensayos CPT, lo cual resulta en un considerable ahorro de tiempo.

Dadas las condiciones específicas del proyecto (volumen de datos, número y tipo de variables involucradas, número de categorías a considerar, etc.), en un primer lugar se barajaron dos enfoques diferenciados.

El primero de ellos hacía uso de Maquinas de Vectores de Soporte (“Support Vector Machines” o “SVM”), un tipo de algoritmos clasificadores que tratan de separar los diferentes registros trazando hiperplanos en el espacio n-dimensional de variables o en espacios de orden superior, con objeto de maximizar el margen entre los elementos de las diferentes categorías (Figura nº 8).

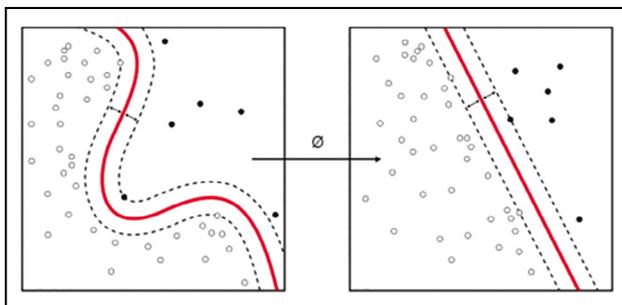


Figura 8. Funcionamiento esquemático de algoritmo tipo SVM.

Por otra parte, se consideró el uso de redes neuronales artificiales (“Neural Networks” o “NN”), cuyo funcionamiento se ve inspirado y guarda importantes analogías con el funcionamiento de los cerebros biológicos. De forma simplificada, estos modelos computacionales consisten en una serie de funciones relativamente sencillas (“neuronas”), relacionadas entre sí, de forma que una vez ajustados los “pesos” que definen estas relaciones, la red neuronal es capaz de devolver los parámetros de salida deseados (Figura nº 9).

Ambos algoritmos resultan en un flujo de trabajo similar:

En una primera fase se calibra “o entrena” el modelo partiendo de un número reducido de CPTs, considerados representativos de la zona a estudiar.

Cada uno de estos registros cuenta con un campo especial que indica la formación a la que pertenece cada uno de ellos, previamente determinada por un ingeniero geólogo especializado.

De esta forma, la herramienta parte de una serie de datos de entrada (registros del CPT – ‘raw data’) y soluciones

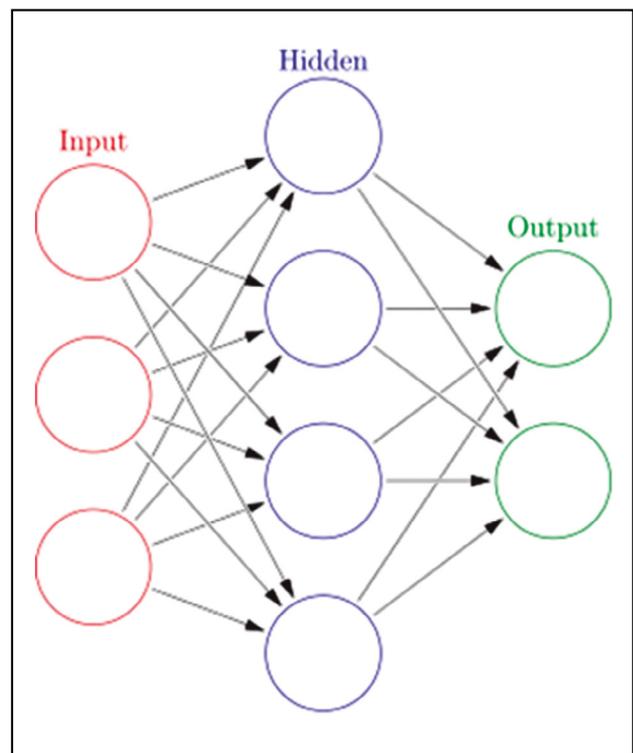


Figura 9. Esquema tipo de una red neuronal básica.

(las formaciones asignadas). Estos datos se emplean para entrenar y evaluar la precisión del modelo. El conjunto de casos de entrenamiento debe ser lo suficientemente amplio y representativo del conjunto geológico como para asegurar un buen nivel de precisión en los resultados finales (Figura nº 10).

A menudo, esta fase requiere de una serie de ajustes tanto de los parámetros que definen el propio modelo (especialmente para garantizar un buen nivel de generalización en sus conclusiones), como de la caracterización geológica inicialmente propuesta (ya que, en ocasiones, las discrepancias identificadas entre la interpretación geológica inicial y la propuesta por el modelo contribuyen a enriquecer el modelo de partida).

Una vez entrenado y validado el modelo, se introducen el resto de CPTs de la campaña, los cuales son evaluados de forma automática; y se obtienen las formaciones asignadas para su posterior revisión por parte de un ingeniero geólogo.

3.3. Tratamiento Estadístico

Para obtener los parámetros geotécnicos que caracterizan cada una de las formaciones geológicas identificadas, a partir de este enorme volumen de datos, se procede a realizar un tratamiento estadístico de los mismos.

En base al proceso de categorización e identificación de formaciones geológicas descrito en el apartado anterior, es posible agrupar los distintos parámetros por formaciones.

Una vez se tienen agrupados los datos, es posible estudiar la distribución estadística de cada uno de los parámetros dentro de cada formación (Figura nº 11).

Posteriormente, se procede a estudiar la variación de cada una de las variables con la profundidad, identificándose aquellos casos en que pueda existir una marcada correlación entre la profundidad y el valor de dicha variable, en el contexto de un mismo estrato (Figura nº 12).

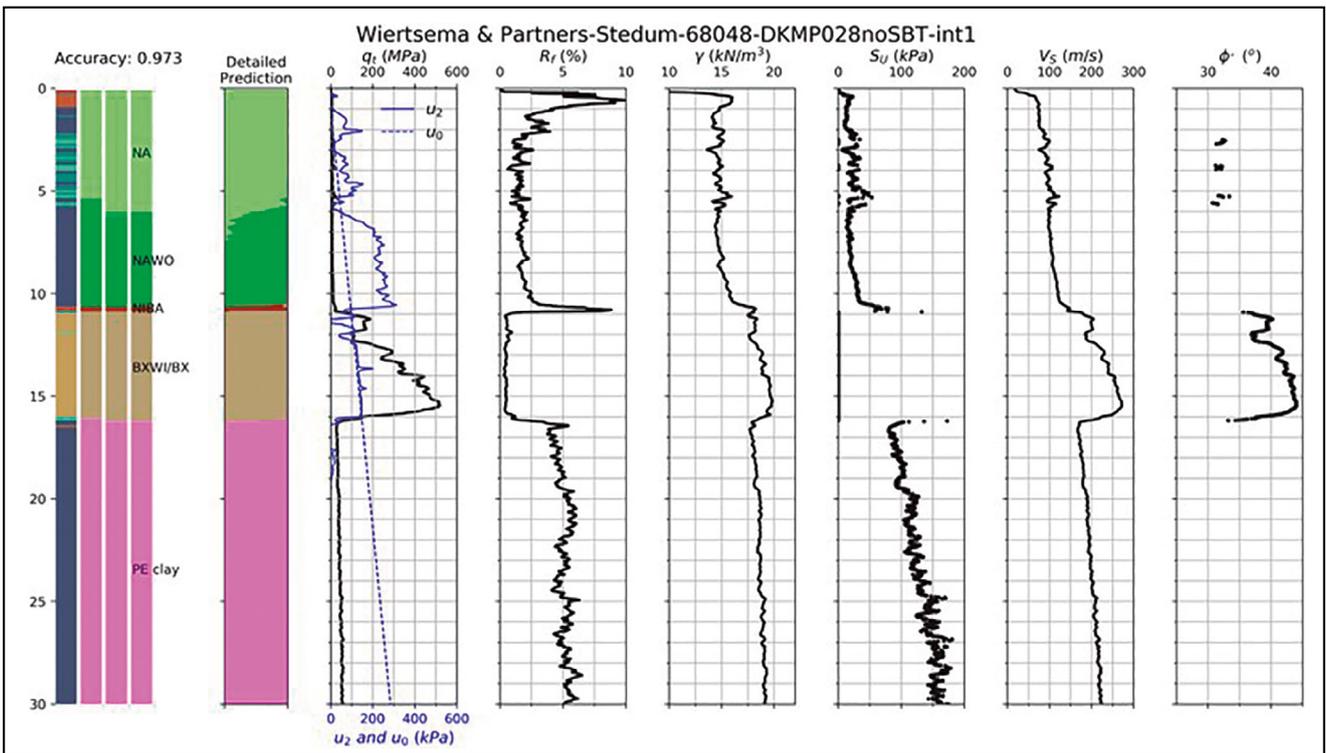


Figura 10. Ejemplo de resultados de caracterización geotécnica generada mediante un modelo de clasificación basado en redes neuronales.

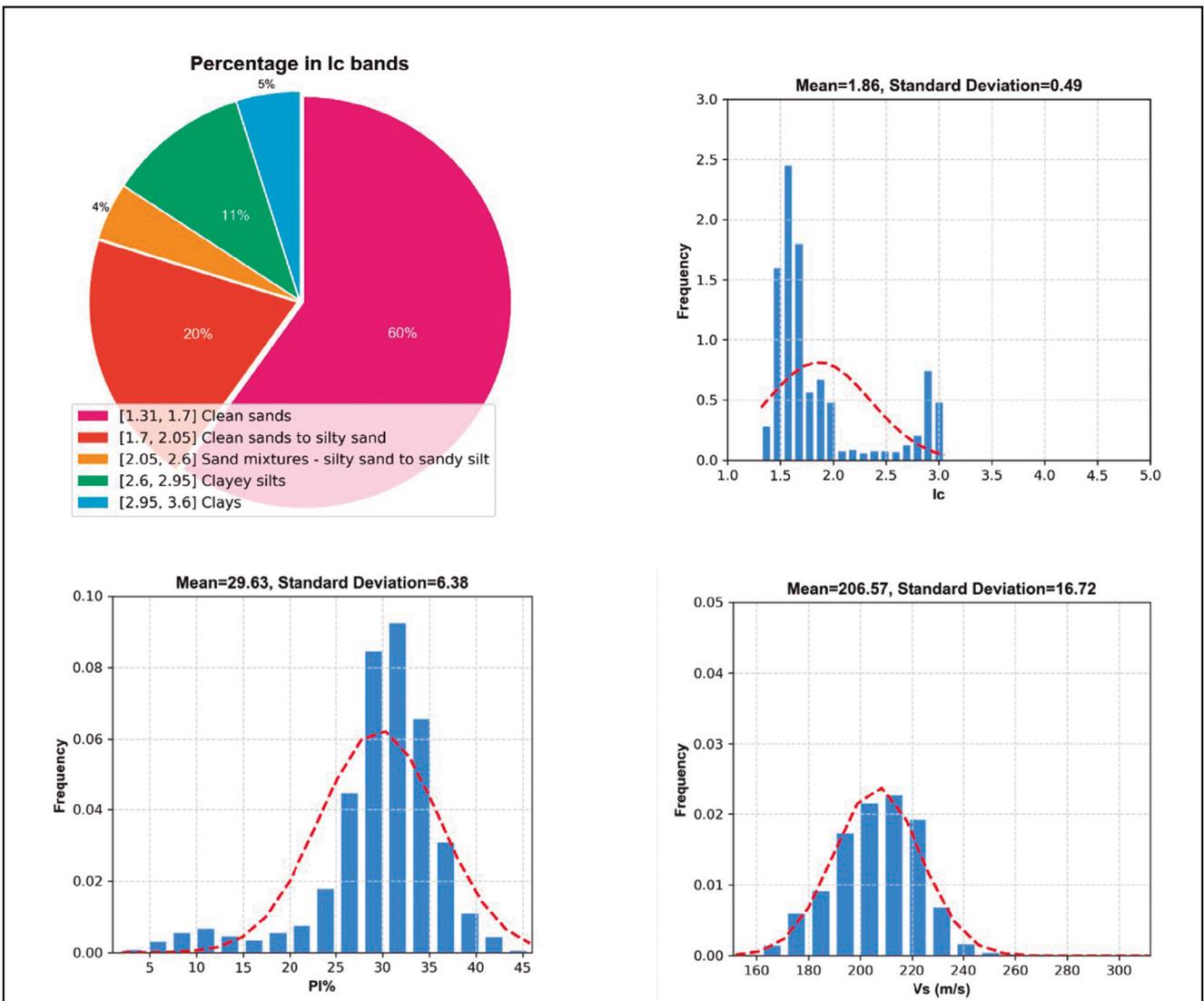


Figura 11. Ejemplo de resultados de caracterización geotécnica generada mediante un modelo de clasificación basado en redes neuronales.

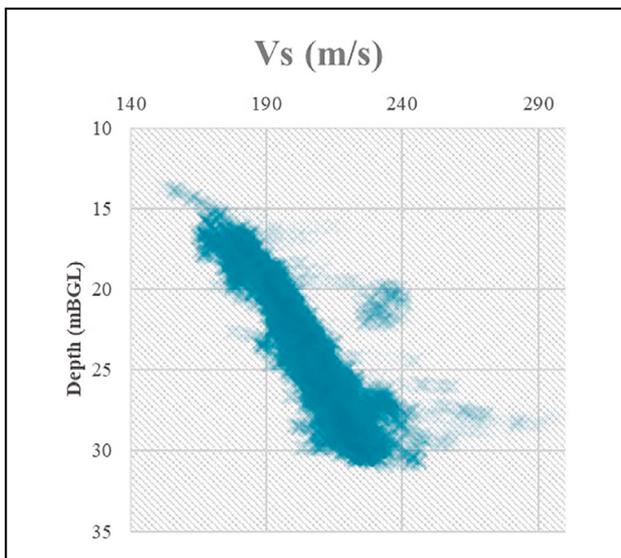


Figura 12. Ejemplo de tratamiento de datos. Relación entre velocidad de propagación de ondas secundarias y profundidad, en base a resultados de CPT asignados a una misma formación geológica.

En dicho caso se puede desarrollar un modelo de regresión que permita caracterizar de forma representativa el comportamiento geotécnico de la formación a distintas profundidades.

Por último, esta información se complementa y se contrasta con la obtenida a partir de los ensayos de laboratorio realizados, resultando un modelo del terreno coherente y representativo de cada punto de estudio (Figura nº 13).

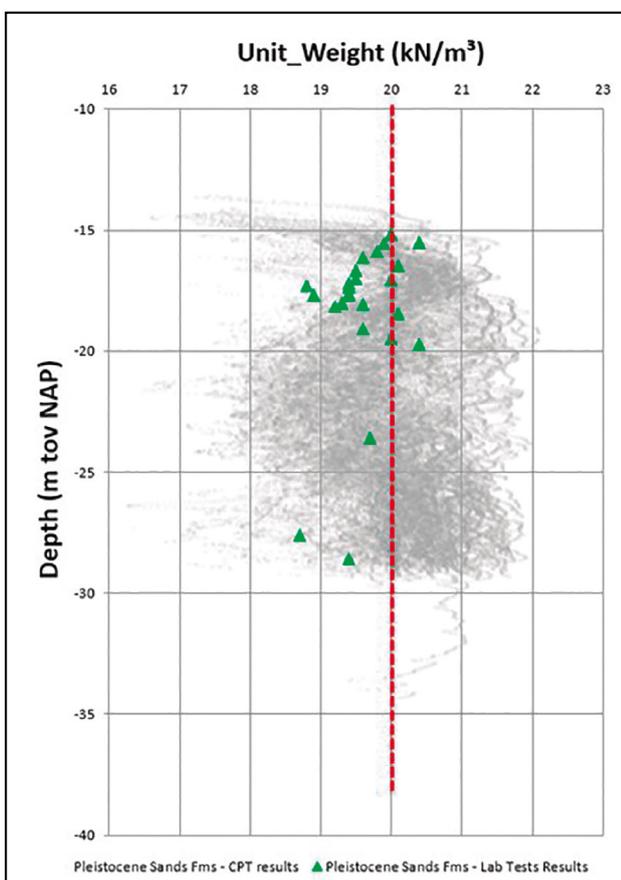


Figura 13. Ejemplo de tratamiento de datos. Relación entre los ensayos de laboratorio y los resultados de las correlaciones obtenidas de los CPTs.

3.4. Caracterización Geotécnica

La caracterización geológica-geotécnica de los materiales presentes en cada zona de estudio, que se utiliza para generar los perfiles de suelo representativos para cada localización en el análisis de respuesta no lineal del terreno (SRA), se basan en:

- Las correlaciones empíricas obtenidas de los CPTs;
- La interpretación de los ensayos de laboratorio;
- La estratificación del terreno; y
- El proceso estadístico y las técnicas de filtrado aplicadas a los parámetros de resistencia del suelo para cada formación.

Los valores tabulados para cada una de las formaciones presentes en cada zona se presentan en general en términos de: peso específico (γ), índice de plasticidad (PI), relación de sobreconsolidación (OCR), ángulo de rozamiento interno (φ), resistencia por punta del cono normalizado (Q_t), resistencia por fricción normalizada (F_r), junto con la ponderación en función de la importancia de cada subconjunto 'Ic' en cada formación geológica (Figura nº 14).

Además, se ha generado una metodología para la derivación del perfil de velocidad de onda de corte (V_s) en una localización determinada, basada en los resultados de los ensayos CPT circundantes, y empleando correlaciones desarrolladas específicamente para los suelos encontrados en el contexto de este proyecto.

Dada la importancia de este perfil de velocidades de ondas de corte, se consideran tres perfiles de velocidad diferentes por localización (límite superior, límite inferior y mejor estimación), para así realizar el análisis de sensibilidad pertinente.

3.5. Interpolación Espacial – Modelo 3D

Las condiciones locales del terreno tienen una gran influencia en la respuesta sísmica del terreno -y, por ende, de las estructuras cimentadas sobre el mismo-, pudiendo darse fenómenos de amplificación sísmica, licuefacción o inestabilidad de taludes, entre otros.

Debido a ello, se procede a generar un modelo tridimensional del terreno en la zona de estudio, discretizado formando una malla relativamente tupida (generalmente de 50x50m).

Para generar este modelo, se parte de los datos obtenidos a partir de los ensayos CPT y se procede a realizar una interpolación lineal de las formaciones y parámetros geotécnicos asignados en profundidad para cada uno de estos puntos, obteniéndose así los modelos de terreno que caracterizan cada una de las celdas de la malla (Figura nº 15).

Esta interpolación se realiza de forma relativamente sencilla, alcanzando resultados perfectamente coherentes gracias a que las formaciones siempre aparecen en el mismo orden, al tratarse de formaciones jóvenes del Holoceno y Pleistoceno en las que no aparecen plegamientos ni otras deformaciones significativas.

En caso de que existieran estructuras tectónicas complejas, sería necesario emplear bien un algoritmo de interpolación más sofisticado, o modelar explícitamente ciertas estructuras empleando software especializado.

Formation	I _c	Depth (m)	γ (kN/m ³)	OCR	PI	φ (°)	Q _t ±Stdev	F _c ±Stdev (%)	Normalised Weight (%)
NA-CLAY	2.6 – 2.95	1.26 – 13.77	16	2	20	N/A	14.6±4.2	2.1±0.6	60
	2.95 – 3.6	1.41 – 13.89					7.8±1.8	2.5±0.6	40
NA-SAND	2.05 – 2.6	3 – 19.76	18	1	N/A	35	44.2±13.5	1.2±0.33	100
EEM	1.31 – 2.05	15.1 – 17.72	19	1	N/A	36	110.2±24.4	0.8±0.2	40
	2.05 – 2.6	14.14 – 17.29					30.5±9.9	1.2±0.37	60
URK	1.31 – 2.05	14.1 – 26.88	19	1	N/A	37	89.4±32.2	0.8±0.2	55
	2.05 – 2.6	14.47 – 26.68					41.8±12.2	1.24±0.4	45
PE-CLAY	2.95 – 3.6	16.21 – 30.52	18	3	60	N/A	11.6±1.5	6.8±0.86	100
PE-SAND	1.31-2.05	14.1 – 30.27	20	1	N/A	40	141.5±50.5	0.83±0.2	100

Figura 14. Ejemplo de una tabla resumen de los parámetros de diseño por formación geológica.

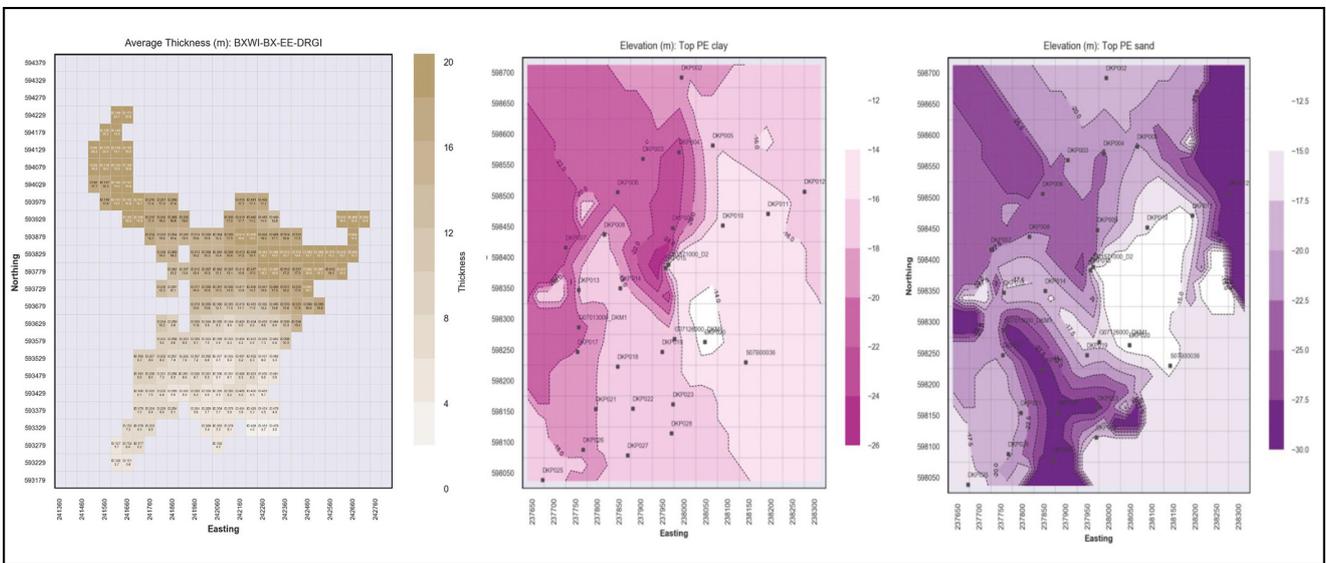


Figura 15. Espesor de una de las formaciones en el modelo interpolado (imagen izquierda). Ejemplos de ráster con la elevación del techo de dos formaciones diferentes (imagen central y derecha).

Como resultado, se genera un modelo 3D del terreno del área de estudio (Figura nº 16).

Los resultados del modelo 3D generado pueden ser posteriormente exportados y procesados mediante software SIG especializado (ArcGIS).

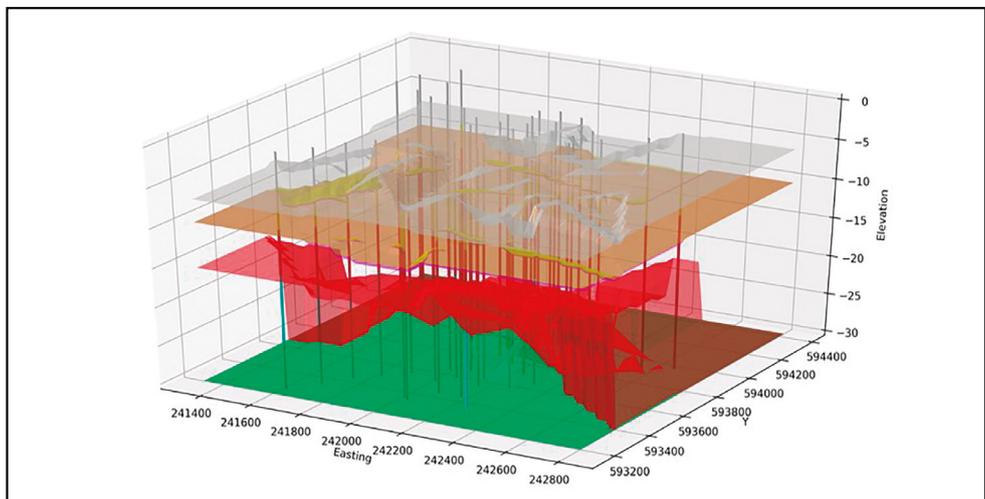


Figura 16. Ejemplo de modelo 3D generado mediante el enfoque regional (microzonificación) para un municipio dentro de la región de Groningen.

La base de datos resultante permite disponer de un modelo centralizado que incluye tanto la información correspondiente al modelo del terreno generado, como información relativa a la topografía, investigación geotécnica, localización de los edificios objeto de estudio, resultados de los análisis subsiguientes, etc.

4. ANÁLISIS DE RESPUESTA NO LINEAL DEL TERRENO (SRA)

Uno de los problemas de mayor importancia y que es necesario abordar con mayor frecuencia al estudiar el efecto de un sismo, es el análisis de respuesta del terreno. El análisis de respuesta del terreno permite obtener los desplazamientos y aceleraciones en cualquier punto de la columna de terreno para cada instante de tiempo, generar un espectro de respuesta específico para dicha columna de terreno, y obtener valores de tensiones y deformaciones necesarias para evaluar en detalle riesgo de licuefacción del sitio, así como las fuerzas a las que se verá sometida la estructura.

Bajo condiciones ideales, el análisis de respuesta del terreno se obtendría modelizando el mecanismo de rotura en el punto en el que se origina el sismo, la propagación de las ondas a través de la tierra hasta el lecho de roca del punto de estudio, y finalmente analizando la forma en que las ondas son alteradas por la presencia del suelo que se encuentra sobre la roca (Figura n° 17).

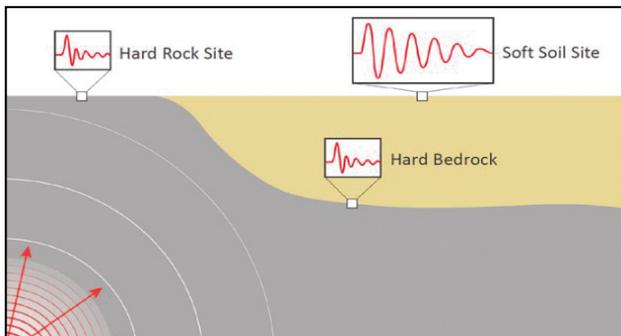


Figura 17. Esquema general que muestra la rotura en el punto en el que se origina el sismo y el espectro de respuesta de acuerdo con el tipo de material por el que se propagan las ondas.

En la práctica, se parte de una serie de simplificaciones para poder elaborar modelos sencillos que representen fielmente la respuesta real del terreno, existiendo análisis en 1D, 2D y 3D, con menor o mayor complejidad.

En este proyecto los modelos geológicos permiten un análisis unidimensional de la respuesta del terreno y para ello se ha empleado el programa comercial SIREN de la compañía Oasys.

Este análisis no lineal parte de las hipótesis de que el terreno está compuesto por capas horizontales y que las ondas, que se propagan a través del nivel de roca equivalente, van siendo refractadas al ir atravesando estratos más blandos, con menor velocidad de propagación, provocando que la onda termine tomando una inclinación vertical.

Basándose en todo el desarrollo de los modelos de suelo representativos, mencionados anteriormente, se define una columna de terreno a base de capas con distintas propiedades, caracterizadas por una ley no lineal de tensión-deformación y densidad (Figura n° 18).

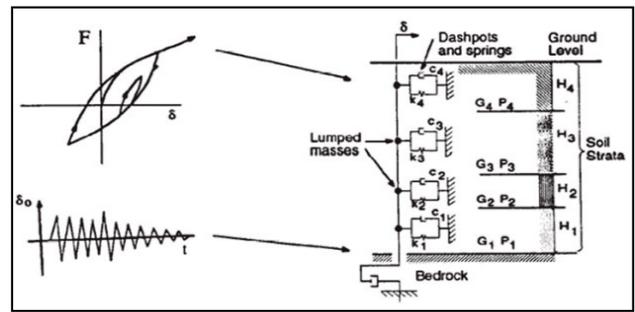


Figura 18. Modelo físico adoptado por el software SIREN empleado para modelizar la respuesta no lineal del terreno en cada punto de estudio.

El análisis emplea las propiedades no lineales del terreno realizando una integración numérica en el dominio del tiempo de la ecuación de movimiento empleando un esquema de diferencias finitas.

$$\frac{\partial \tau}{\partial z} = \rho \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

Este análisis se realiza de forma automatizada para cada una de las celdas de la malla, de forma individualizada. Para cada una de ellas, se analizan tres perfiles de velocidades diferentes (límite superior, límite inferior y estimación más probable), y para cada uno de ellos se analizan un total de 22 acelerogramas diferentes, que permiten tener en cuenta la variabilidad asociada al mismo y el estudio de la sensibilidad del modelo.

Los distintos materiales presentes en cada una de las localizaciones son modelizados mediante diferentes modelos constitutivos. En el caso de los materiales tipo turba, el modelo empleado es el propuesto por Kishida (1996).

Por otro lado, en el caso de materiales tipo arena o tipo arcilla, sometidos a pequeñas deformaciones, los modelos propuestos por Darendeli (2001) son considerados más adecuados, mientras que los modelos propuestos por Hayashi (1994) -en el caso de arenas o gravas- y Vardanega (2012) -en el caso de limos o arcillas-, se consideran más adecuados en grandes deformaciones.

Dada la importancia de contar con un único modelo constitutivo por material, capaz de capturar de forma precisa no sólo el comportamiento de este en pequeñas deformaciones (que tendrá un enorme impacto en el amortiguamiento histerético del sistema), sino también su comportamiento en grandes deformaciones (que permite modelizar la plastificación de los materiales más blandos), se ha adoptado la metodología propuesta por Groholski (2016).

Este da lugar a un modelo que se ajusta al propuesto por Darendeli en pequeñas deformaciones, y a los propuestos por Hayashi o Vardanega en grandes deformaciones (Figura n° 19).

Los resultados obtenidos (Figura n° 20) ponen de manifiesto la importancia que a menudo tiene la estratigrafía local en la respuesta dinámica del terreno, habiéndose observado marcadas diferencias en los resultados obtenidos en función de la presencia o no de distintos estratos, especialmente en el caso de materiales muy blandos, que pueden dar lugar tanto a efectos de amplificación como de aislamiento sísmico.

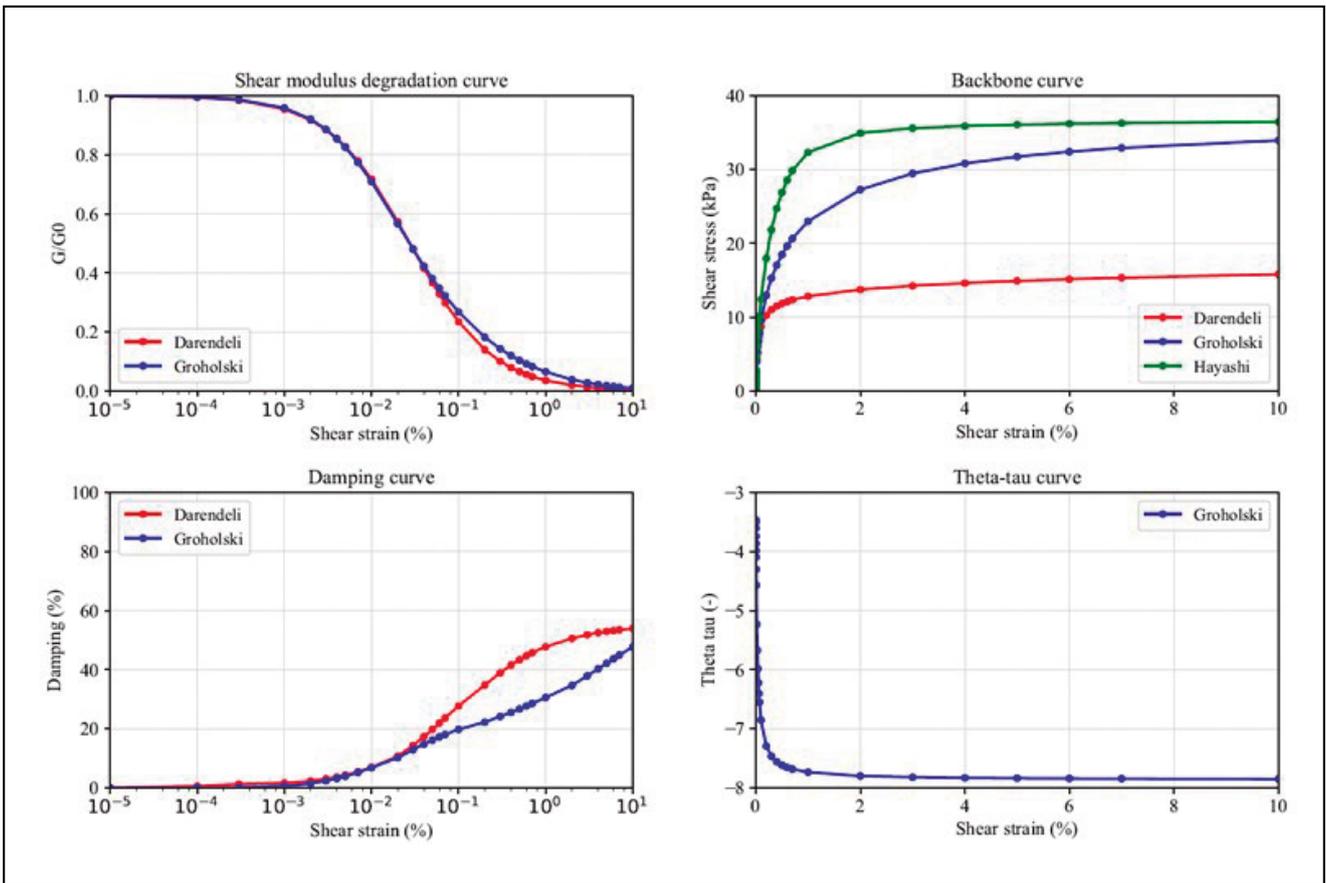


Figura 19. Ejemplo del modelo constitutivo desarrollado para un material arenoso. Resultados de la metodología propuesta por Groholski para lograr un ajuste adecuado respecto a los modelos propuestos por Darendeli (pequeñas deformaciones) y Hayashi (grandes deformaciones).

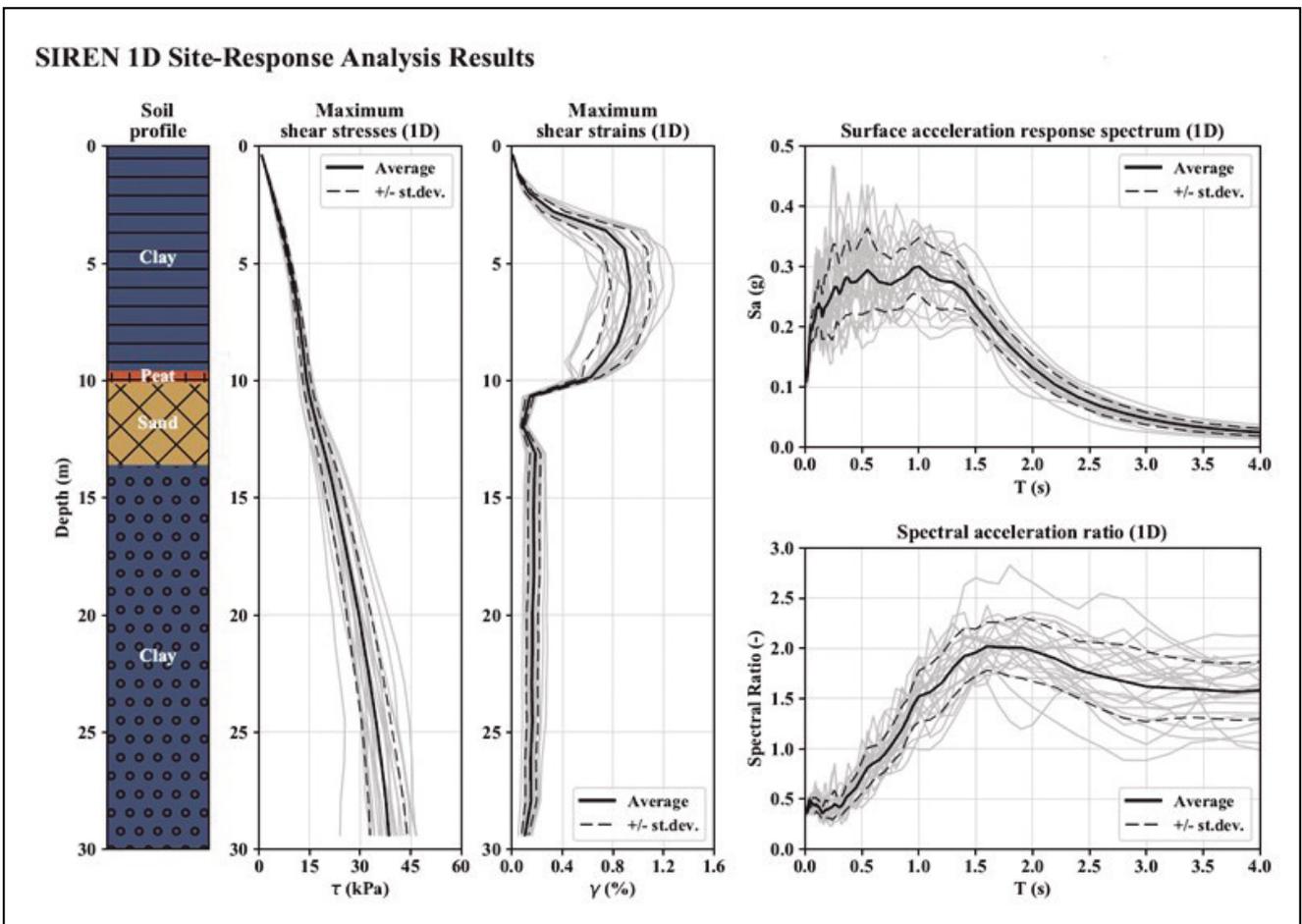


Figura 20. Ejemplo del resumen de resultados de respuesta no lineal del terreno para una celda determinada de la malla.

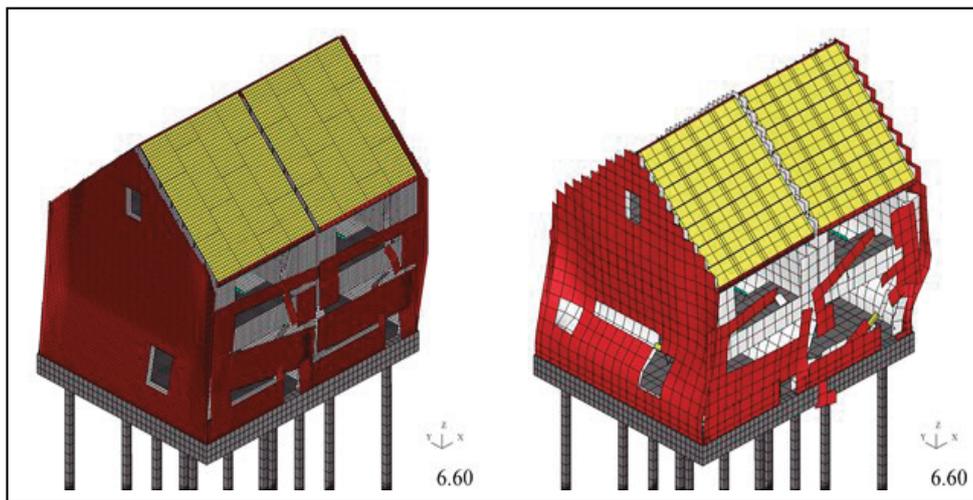


Figura 21. Análisis dinámico no lineal 'time-history' (NLTHA). Software LS-DYNA.

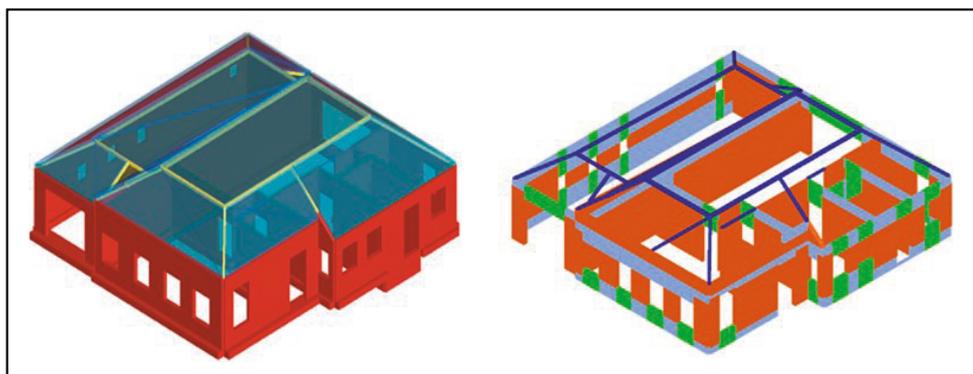


Figura 22. Análisis estático no lineal 'push-over' (NLPO). Software 3Muri.

En base a estos resultados, es posible obtener la demanda sísmica a la que se verá sometida cada una de las estructuras estudiadas (acelerogramas y/o espectros de respuesta en cimentación), así como las tensiones y deformaciones que experimentará el terreno en la celda de estudio, lo cual permite realizar un posterior estudio detallado de los potenciales riesgos asociados a la licuefacción del terreno que rodea y sobre el que se cimientan las estructuras estudiadas, así como los cálculos de efectos cinemáticos sobre los pilotes, que se trata más adelante.

5. MÉTODO DE ANÁLISIS NLPO

5.2. Introducción

Tal y como se ha señalado en el Capítulo 2, el proyecto abarca el análisis de diversas tipologías de edificaciones, englobando en total unas 20.000 direcciones.

Los dos métodos de análisis usados para evaluar el comportamiento de estas construcciones ante sismos inducidos son el análisis dinámico 'No Linear Time-History' (NLTH) (Figura nº 21), y el análisis estático no lineal 'push-over' (NLPO) (Figura nº 22).

El análisis NLTH, realizado por medio del software LS-DYNA, integra el modelo de terreno y de estructura. De esta forma, el propio modelo realiza el análisis de respuesta del sitio (SRA), y el análisis de la estructura, teniendo en cuenta la flexibilidad de las cimentaciones y la respuesta no lineal propia de los muros de fábrica.

Estos modelos se utilizan generalmente a los edificios más singulares, o a aquellos en los que aplicando modelos más simplificados los resultados no han sido concluyentes.

Debido a la enorme cantidad de edificios a estudiar, se ha optado por analizar el grueso de las construcciones con modelos más simplificados siguiendo la metodología NLPO, con excelentes resultados.

La Figura nº 23 muestra un esquema del fundamento teórico del análisis NLPO (descrito en el EC8 Parte 1, sección 4.3.3.4.2.1)

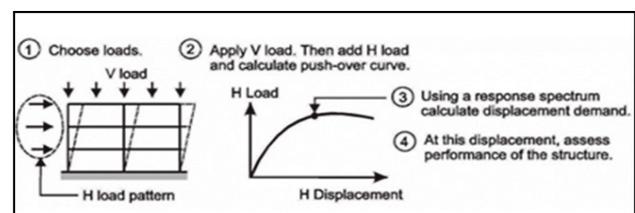


Figura 23. Fundamento teórico análisis NLPO.

La capacidad del modelo se evalúa mediante la aplicación de cargas horizontales crecientes y cargas verticales fijas. De este modo se obtiene la curva fuerza-desplazamiento que define la capacidad lateral de la estructura. Esta curva de capacidad se compara después con el espectro de respuesta obtenido por medio del SRA, para obtener el estado de fuerzas y desplazamientos a emplear para la comprobación estructural del edificio, y el posible diseño de medidas de refuerzo, en caso de ser necesarias.

De cara a la comprobación de las cimentaciones y al posible diseño de actuaciones de refuerzo, se realiza un análisis basado en el modelo de las cimentaciones, con la rigidez propia del terreno, que se aplicará tanto en el caso de cimentación superficial como profunda.

La definición de la respuesta no lineal de las cimentaciones permite representar su respuesta dinámica para un análisis completo optimizado, sin necesidad de grandes interacciones entre el ingeniero de estructuras y el ingeniero geotécnico.

5.2. Análisis de Cimentaciones Superficiales

El análisis de las cimentaciones superficiales se ha desarrollado comprobando la capacidad portante del terreno y la rigidez de las cimentaciones. En general, las cimentaciones superficiales de este tipo de estructuras se componen de zapatas corridas.

5.2.1. Capacidad Portante

Se ha llevado a cabo análisis de capacidad portante tanto en condiciones estáticas como dinámicas. La capacidad sísmica incorpora el efecto temporal de licuefacción, que reduce la capacidad, cuando las condiciones geotécnicas lo identifican como un riesgo.

La capacidad portante estática se ha calculado de acuerdo a la norma holandesa: NEN 9997-1+C1 "Geotechnical design of structures". Para la interacción de cargas

horizontales con verticales el Eurocódigo EC-8.5 en su anexo F proporciona un método de comprobación de capacidad portante una vez se dispone de las reacciones.

5.2.2. Capacidad Horizontal

La capacidad horizontal se ha calculado tanto en sentido transversal como longitudinal. Ambas componentes de capacidad consideran la fricción en la base de las cimentaciones.

Además, a esta capacidad se añaden las tensiones pasivas del material de empotramiento, pero debido a que, generalmente se trata de zapatas corridas con una dimensión mucho mayor que la otra, esta capacidad se considera únicamente en sentido transversal. La movilización de tensiones pasivas se ajusta a las curvas del Eurocódigo EC7.

5.2.3. Rigidez

La rigidez vertical de las cimentaciones analizadas ha sido calculada acorde a la formulación de Gazetas recogida en ASCE 41.13, proporcionando valores de rigidez de muelles desacoplados traslacional y rotacional, para cimentaciones rígidas (Tabla nº 1).

Sin embargo, el modelo empleado de NLPO contempla una cama de muelles verticales desacoplados, la cual da lugar a una rigidez vertical global, pero también, de forma implícita, a una rigidez rotacional. Dado que ambos modos de deformación se consideran igualmente importantes, se

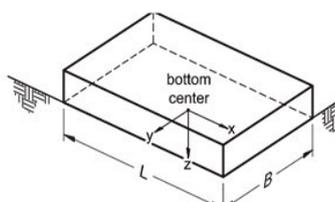
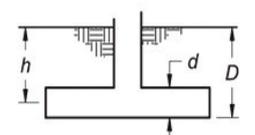
Degree of Freedom	Stiffness of Foundation at Surface	Note
Translation along x-axis	$K_{x, sur} = \frac{GB}{2-v} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$	 <p>Orient axes such that $L \geq B$</p>
Translation along y-axis	$K_{y, sur} = \frac{GB}{2-v} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right]$	
Translation along z-axis	$K_{z, sur} = \frac{GB}{1-v} \left[1.55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right]$	
Rocking about x-axis	$K_{xx, sur} = \frac{GB^3}{1-v} \left[0.4 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.1 \right]$	
Rocking about y-axis	$K_{yy, sur} = \frac{GB^3}{1-v} \left[0.47 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right]$	
Torsion about z-axis	$K_{zz, sur} = GB^3 \left[0.53 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right]$	
Degree of Freedom	Correction Factor for Embedment	Note
Translation along x-axis	$\beta_x = \left(1 + 0.21 \frac{D}{\sqrt{B}} \right) \cdot \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)}{BL^2} \right)^{0.4} \right]$	 <p>d = height of effective sidewall contact (may be less than total foundation height) h = depth to centroid of effective sidewall contact</p> <p>For each degree of freedom, calculate $K_{emb} = \beta K_{sur}$</p>
Translation along y-axis	$\beta_y = \beta_x$	
Translation along z-axis	$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left(2 + 2.6 \frac{B}{L} \right) \right] \cdot \left[1 + 0.32 \left(\frac{d(B+L)}{BL} \right)^{2/3} \right]$	
Rocking about x-axis	$\beta_{xx} = 1 + 2.5 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{D}{L} \right)^{-0.2} \frac{\sqrt{B}}{\sqrt{L}} \right]$	
Rocking about y-axis	$\beta_{yy} = 1 + 1.4 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.6} \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{d}{L} \right)^{1.9} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.6} \right]$	
Torsion about z-axis	$\beta_{zz} = 1 + 2.6 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d}{B} \right)^{0.9}$	

Tabla 1. Soluciones elásticas para cimentaciones rígidas.

ha procedido proponiendo una cama de muelles verticales cuya rigidez equivalente supone una media ponderada entre la rigidez vertical y rotacional estimadas mediante la formulación de Gazetas.

La rigidez máxima G_0 se calcula a partir de la velocidad de onda V_s y la densidad del material, ambos parámetros estimados a partir de la campaña de CPTs y sondeos realizada y descrita en el Capítulo 3. El coeficiente de degradación (G/G_0) se halla por medio de las curvas de degradación, introduciendo la máxima deformación de cortante obtenida en el SRA, tal y como se ha señalado en el Capítulo 4.

La curva de degradación a emplear depende de la naturaleza del material. En el caso de los materiales tipo turba, el modelo empleado es el propuesto por Kishida (1996). En el caso de materiales tipo arena o tipo arcilla, se ha generado una curva optimizada que para pequeñas deformaciones sigue los modelos propuestos por Darendeli (2001) mientras que para deformaciones mayores se ajusta a los modelos propuestos por Hayashi (1994) -en el caso de arenas o gravas- y Vardanega (2012) -en el caso de limos o arcillas-. Todos los modelos son ajustados para las resistencias estimadas en laboratorio en grandes deformaciones.

Casos especiales

En esta tipología de obras también es habitual encontrar pequeños sótanos, en los que una solera hace las veces de cimentación de los muros. La formulación dinámica equivalente de Gazetas se ha desarrollado para aplicarla sobre cimentaciones rígidas, y estas soleras tienen un comportamiento claramente flexible.

Para poder realizar el análisis aplicando estas fórmulas, se ha asemejado la solera a una zapata corrida, con un ancho equivalente (Figura nº 24). Para ello se han realizado distintos estudios, basados en análisis de viga elástica tipo Winkler, que han sido calibrados con modelos de elementos finitos con PLAXIS.

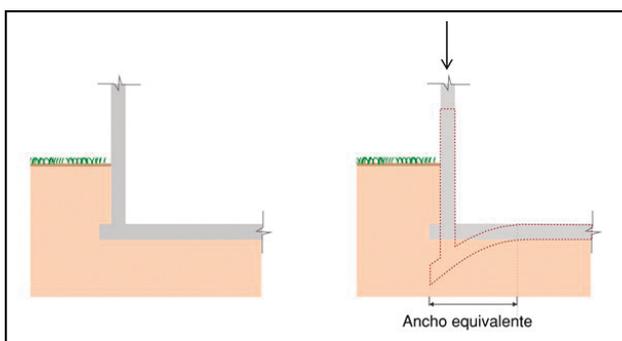


Figura 24. Esquema de ancho equivalente de solera.

A efectos de capacidad horizontal, se considera que existe un efecto diafragma y se proporciona capacidad de toda la superficie.

5.3. Análisis de Cimentaciones Profundas

5.3.1. Capacidad de los Pilotes (método CPTu)

La capacidad portante de los pilotes se ha estimado usando la norma NEN 9997-1+C1, en base a los resultados

de la campaña de CPTs, se calculan por medio del Model Pile Procedure, definido en Eurocódigo EC-7.

5.3.2. Interacción Pilote Estructura. Curvas p-y, t-z y Q-z

Existen diversos métodos con los que se puede modelar la respuesta no lineal de los pilotes. En este caso, se ha utilizado la teoría de Winkler, que contempla el comportamiento del terreno que embebe el pilote como una serie de muelles independientes. La fuerza que ejerce cada uno de estos se define como una curva no lineal, lo que otorgará un valor diferente para cada uno en función de la deformación del pilote en ese punto.

Para cada uno de los nodos se distinguen distintos muelles que darán respuesta a los distintos movimientos, sean estos verticales u horizontales (Figura nº 25). Las curvas que definen el comportamiento de estos muelles consideran el tipo de terreno que circunscribe al pilote a la profundidad de ese nodo, así como la sección transversal del pilote que puede ser variable y tener en cuenta la fisuración.

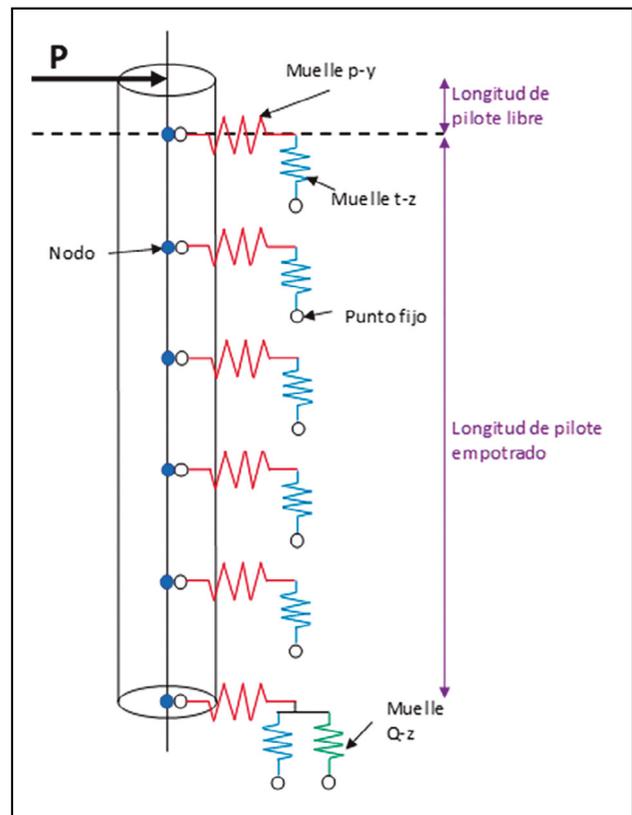


Figura 25. Modelo de pilote. Curvas p-y, t-z y Q-z.

A continuación, se observan cada uno de los muelles correspondientes a los distintos nodos en los que se puede subdividir un pilote.

Curvas p-y

En los modelos para cargas laterales, se supone que el terreno circundante desarrolla esfuerzos a partir de los cuales se resisten los desplazamientos laterales del pilote. La interacción entre el terreno y el pilote es modelizada a partir las curvas carga desplazamiento propuestas en API RP 2A-WSD (2000).

Estas curvas (Figura nº 26), se extraen del software ALP, de Oasys. Este programa permite predecir las presiones, movimientos horizontales, los esfuerzos cortantes y los momentos flectores inducidos en un pilote solicitado por fuerzas laterales, momentos y deformaciones del terreno impuestas.

Se han tenido en cuenta, además, los efectos de interacción de grupo de pilotes al evaluar los movimientos horizontales. Bajo cargas inerciales, está estudiado que estos efectos tienden a reducir la rigidez de los pilotes dentro del grupo y disminuyen su capacidad global. Para considerar este efecto se multiplican los valores de las fuerzas P por un valor reductor. A partir de un punto de vista práctico, un espaciamiento de 8 diámetros se considera suficientemente grande como para representar el grupo como un pilote aislado.

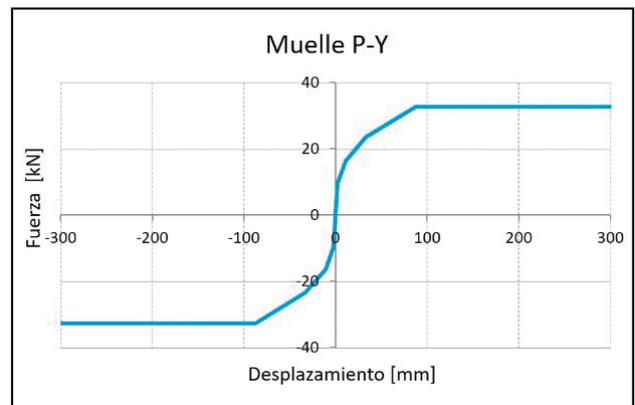


Figura 26. Curva de comportamiento no lineal p-y.

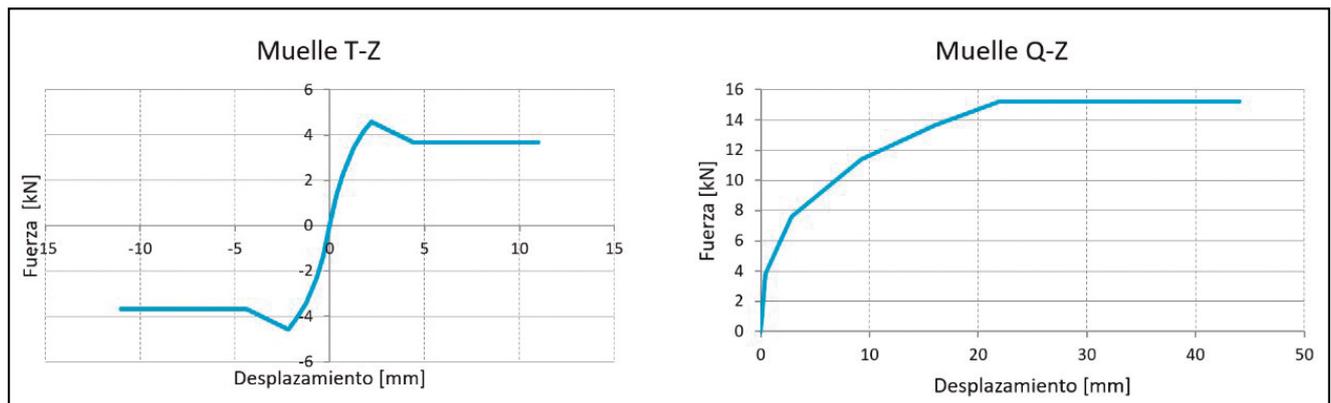


Figura 27. Curvas de comportamiento no lineal t-z y Q-z.

Curvas t-z y Q-z

Análogamente, las curvas t-z representan la relación entre la deflexión vertical del pilote y la adhesión del mismo con el terreno movilizado (Figura nº 27); mientras que las curvas Q-z relacionan la deformación de la punta con la reacción movilizada de la misma (Figura nº 27).

Ambas curvas se extraen del programa de cálculo Oasys PILE. Este tiene como finalidad el cálculo de la capacidad de carga vertical y los asentamientos de los pilotes individuales embebidos en distintos estratos.

6. ANÁLISIS DE RIESGOS

Además de los estudios de interacción dinámica suelo-estructura, el análisis realizado desde la perspectiva de ingeniería geotécnica también recoge las comprobaciones incluidas en ASCE 41, donde se enumeran y describen los principales riesgos a los que están sometidos este tipo de construcciones.

Este trabajo ha tenido su punto de partida en los estudios de microzonificación descritos en los primeros capítulos y sus resultados y conclusiones, recogiendo toda la información geotécnica disponible en las proximidades de la estructura a analizar.

6.1. Estabilidad de Taludes

En zonas sísmicas con orografías variables es de vital importancia la comprobación de la estabilidad de laderas y taludes. El deslizamiento de una ladera puede tener graves consecuencias en el caso de que existan construcciones en su proximidad.

Como es sabido, la provincia de Groningen tiene una orografía bastante plana y homogénea, sin pendientes importantes, por lo que el estudio de estabilidad se limita a los taludes excepcionales y los canales existentes.

En general, la distancia entre las estructuras y los canales es tal, que una posible inestabilidad del talud no compromete a la cimentación de la estructura. Sin embargo, en ocasiones estas distancias se ven reducidas y es necesario estudiar la estabilidad del conjunto (Figura nº 28).



Figura 28. Ejemplo de vivienda situada junto a un canal.

En estos casos se realiza un análisis de estabilidad pseudo-estático del canal ante un sismo, y la posible afección que un fallo en el talud podría tener sobre la cimentación cercana.

Se han asumido distintas geometrías de canal con distintas columnas de suelo (predominancia de material granular o cohesivo), y se ha estudiado su estabilidad por

medio de métodos de equilibrio límite. A continuación, se ha realizado nuevamente el análisis introduciendo el valor esperado de carga pseudostática para cada localización, con objeto de estimar los efectos del sismo esperable.

Los resultados obtenidos sugieren que el FS de la situación existente se puede reducir a la mitad en caso de sismo, y que la cuña de rotura puede prolongarse hasta 2-3 veces la altura del talud.

6.2. Licuefacción

Como ya se ha descrito en el Modelo Geológico Regional, en el Capítulo 2, las formaciones presentes consisten en depósitos muy recientes (<1 mill. años) que forman una secuencia de hasta 200m de espesor de sedimentos.

A grandes rasgos, la estratigrafía general más superficial comienza con depósitos muy variables del Antropogénico, seguidos por formaciones del Holoceno, formados por depósitos limosos y arcillosos, intercalados con depósitos de arenas finas sueltas, que se corresponden con la denominada formación Naaldwijk (depósitos marinos).

Estos depósitos de arenas del Holoceno son muy susceptibles de sufrir licuefacción en caso de un evento sísmico, debido a que cumplen las condiciones de material granular, de baja densidad y saturación del suelo.

La resistencia a la licuefacción de suelos se calcula como función de dos variables:

- En primer lugar, la demanda sísmica de la capa de suelo, expresada en términos de la relación de tensiones cíclicas (CSR). Este estudio se ha basado en los resultados del SRA.
- En segundo lugar, mediante la campaña de CPTu ha calculado la capacidad del suelo para resistir la licuefacción, expresada en términos de la relación de resistencia cíclica (CRR).

En general, cada uno de estos métodos semi-empíricos proponen una expresión para la determinación de la resistencia cíclica (CRR). El factor de seguridad frente a licuefacción puede definirse como el cociente CRR/CSR.

Estimación CSR

Seed y Idriss [Seed & Idriss, 1971], [Seed & Idriss, 1982], propusieron la siguiente expresión para el cálculo del CSR. La metodología actual sigue esta misma formulación:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma_{vo}} = 0.65 * \left(\frac{a_{max}}{g}\right) * \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma_{vo}'}\right) * r_d$$

Como optimización del método, el factor de reducción r_d se extrae directamente del estudio de respuesta del sitio (SRA). Esto resulta importante ya que, debido a la no linealidad significativa de estos suelos, las formulaciones cerradas de disipación de tensiones no siempre son representativas de las tensiones esperadas en cada estrato.

Estimación CRR

Se ha calculado mediante CPTU (Boulanger y Idriss) (2014)

$$CRR = \exp \left[\frac{q_{c1} N_{cs}}{113} + \left(\frac{q_{c1} N_{cs}}{1000} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1} N_{cs}}{140} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1} N_{cs}}{137} \right)^4 - 2.8 \right]$$

donde:

$q_{c1} N_{cs}$ es la resistencia de punta CPTu corregida por las condiciones de los ensayos.

Además de un factor de seguridad que cuantifique la posibilidad de licuar de un estrato determinado, los análisis realizados también evalúan los siguientes índices y magnitudes

- Índice de potencial de licuefacción (LPI)
- Índice de severidad LSN
- Asientos verticales por licuefacción
- Desplazamiento lateral del terreno (lateral spreading)

Índice de Potencial de Licuefacción (LPI)

El índice de potencial de licuefacción (LPI), desarrollado por Iwasaki et al (1978), caracteriza el daño potencial por licuefacción y es proporcional al espesor de la capa licuada, al factor de seguridad exigido y a la proximidad de la capa del terreno licuable a la superficie.

Iwasaki establece una referencia para estimar el daño potencial debido a la licuefacción a partir del LPI obtenido:

- LPI < 5, daño potencial insignificante;
- 5 < LPI < 15, daño potencial moderado o alto;
- LPI > 15, daño potencial intenso.

Índice de Severidad de Licuefacción (LSN)

El índice de severidad de licuefacción (LSN) fue desarrollado por Tonkin y Taylor en 2013, proponiendo la siguiente clasificación:

- LSN < 20, poca o ninguna expectativa de licuefacción.
- 20 < LSN < 40, manifestación de licuefacción entre moderada y severa.
- LSN > 40, expectativa de gran manifestación de licuefacción.

En base a nuestra experiencia, el índice LSN se considera más representativo que el LPI debido a que se basa en las deformaciones verticales, las cuales ya pueden presentarse aun con coeficientes de seguridad mayor a la unidad. Además, identifica con mayor acierto los problemas de cimentaciones superficiales apoyadas sobre estratos licuables.

Asientos debidos a la reconsolidación post-licuefacción

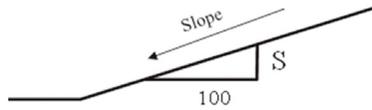
El asiento post-licuefacción se calcula basándose en los estudios de Yoshimine et al (2006) e Ishihara y Yoshimine (1992).

Se ha tenido en cuenta que los asientos, que son críticos para la integridad de las estructuras, dependen también del tipo de cimentación al igual que del tipo de suelo.

Desplazamiento lateral (Lateral Spreading) producido por la licuefacción

El fenómeno de desplazamiento lateral (lateral spreading) se produce debido a la licuefacción de capas del terreno en zonas con pendiente o cerca de taludes.

Para pendientes suaves del terreno:

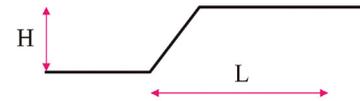


$$LD = LDI \cdot (S + 0.2), \quad 0.2\% < S < 3.5\%$$

Siendo S la pendiente del terreno.

Para terrenos con presencia de un talud los dos parámetros que lo caracterizan son la altura H del terreno con

respecto al talud y la distancia L desde el pie del talud hasta el punto examinado.



$$LD = 6 \cdot \left(\frac{L}{H}\right)^{-0.8}, \quad 4 < \frac{L}{H} < 40 \text{ y } Z_{max} = 2H$$

Los resultados de los índices enumerados y explicados más arriba se representan como se muestra en la siguiente figura (Figura n° 29), de forma que en cada CPTu se puede visualizar en profundidad el tipo de terreno encontrado,

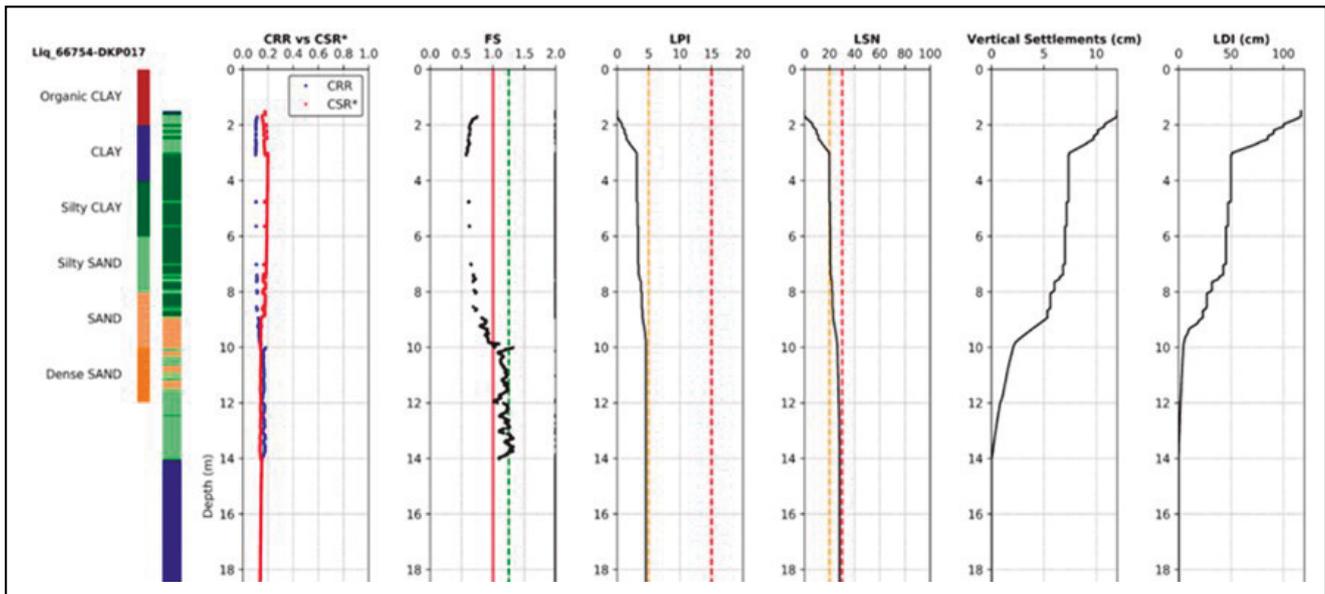


Figura 29. Resultados del análisis de licuefacción en base a los datos obtenidos con CPTu.

y el riesgo de licuefacción y problemática asociada tanto a cimentaciones superficiales como a cimentaciones profundas.

6.3. Afcción en Cimentaciones Superficiales

En cada una de las estructuras estudiadas se ha llevado a cabo un análisis de las consecuencias que el sismo puede tener sobre la edificación. Se han diferenciado los siguientes fenómenos, todos ellos debido a la licuefacción:

- Reducción de la capacidad portante.
- Asiento.
- Desplazamiento lateral.

Se describen a continuación los métodos de análisis empleados para el estudio de cada fenómeno, y el flujograma desarrollado para asesorar correctamente cada casuística, así como una descripción de las soluciones adoptadas en cada caso.

6.3.1. Reducción de la Capacidad Portante

En aquellos casos en los que el estrato licuable se localiza a poca profundidad puede producirse una reducción importante de la capacidad portante.

El método utilizado para estimar la reducción de la capacidad es el recogido por la normativa holandesa NEN-NPR9998-2015. Este método es muy similar al incluido en varias normativas internacionales que consideran la carga de hundimiento para un suelo estratificado, con las propiedades del estrato licuado.

En aquellos casos en los que se han localizado arenas potencialmente licuables muy superficiales (entre 1 y 2m de profundidad) se ha determinado que existía una reducción de la capacidad última a valores puramente residuales.

6.3.2. Asientos. Límites de Distorsión Angular

De acuerdo con NEN-NPR9998-2015 y con el NEHRP (Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures), se estima el asiento diferencial como la mitad del asiento post-licuefacción calculado en base a los estudios de Yoshimine et al (2006) e Ishihara y Yoshimine (1992).

El límite admisible se ha considerado siguiendo la normativa americana FEMA P-050-1/2015, considerando las tipologías de estructura de fábrica.

6.3.3. Desplazamiento Lateral

El cálculo del desplazamiento lateral ha seguido el método de Zhang et al (2004) descrito anteriormente.

Como se ha comentado, la orografía de Groningen es muy homogénea, plana y con pendientes asumidas del 1% en base a la caracterización de los estratos licuables.

Un caso particular analizado es aquel en el que la construcción se localiza en la proximidad de un canal que actúa como superficie libre.

Es necesario distinguir entre este fenómeno y el estudio de estabilidad de taludes bajo sismo y su afección a las cimentaciones, ya que, en lo que se refiere a desplazamiento lateral, la presencia de canales situados a distancias de hasta 20m de las viviendas (distancia a la cual la estabilidad del talud nunca comprometería la estructura) pueden tener mayores consecuencias que una pendiente del estrato licuable del 1%.

De acuerdo con los estudios de Zhang et al (2004), los resultados reales de desplazamientos laterales mostraban variaciones entre el 50% y el 200% respecto a los valores calculados (Figura nº 30).

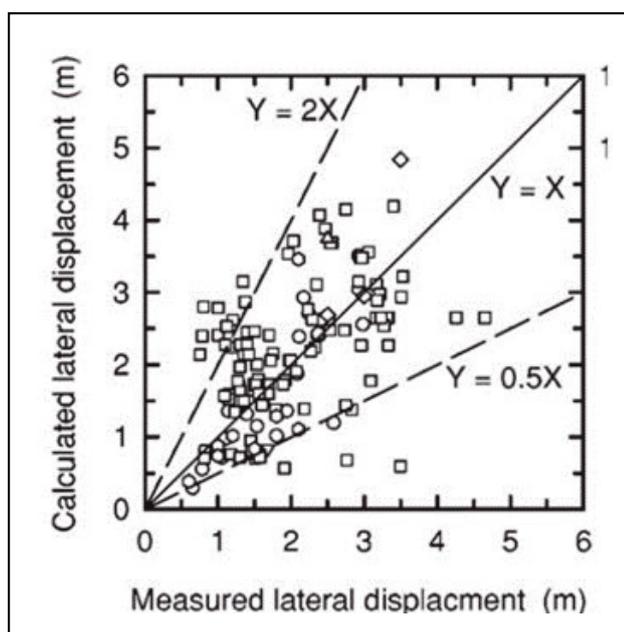


Figura 30. Comparación entre el desplazamiento lateral medido y el desplazamiento lateral calculado. Fuente: Zhang et al 2004.

Los casos estudiados por Zhang et al (2004) concernían a terremotos de magnitud comprendida en un rango entre 6.4 y 9.2 y con rango de PGA entre 0.19g y 0.6g. Estos resultados fueron calibrados para las magnitudes del sismo de diseño asumido para Groningen y de la naturaleza de las arenas. Teniendo en cuenta las grandes variaciones obtenidas por el autor, se ha optado por aplicar un factor reductor sobre el desplazamiento calculado.

6.3.4. Actuaciones de Mejora y Flujograma de Trabajo

La última fase del trabajo es la concerniente a las recomendaciones dadas para atenuar los distintos riesgos identificados. Las soluciones propuestas se basan en actuaciones de mejora del terreno por medio de inyecciones o refuerzos en la estructura de cimentación existente, siendo principalmente:

Mejoras del terreno

- Inyecciones de compactación: cuando el estrato licuable se localice a suficiente profundidad para que

al realizar la inyección no se provoquen levantamientos del terreno y/o estructura.

- Inyecciones de permeación (de microcementos o soluciones químicas): Cuando el estrato licuable se encuentre superficialmente y sea necesario inyectar con poca presión.

Independientemente de la profundidad y tipología de las inyecciones, este tipo de soluciones pueden realizarse únicamente bajo la huella de las zapatas existentes o bien bajo la huella de todo el edificio. En aquellos casos en los que no solo se produce una reducción de capacidad portante y/o asentamientos excesivos, sino que también se ha identificado un riesgo relacionado con los desplazamientos laterales, resulta fundamental inyectar un volumen tal que pueda resistir los esfuerzos a cortante y flexión que el material licuado pudiese provocar.

Actuaciones sobre la cimentación

Losa de cimentación. Estas construcciones suelen disponer de un forjado sanitario, donde es viable inyectar hormigón con fibras, de forma que el conjunto se comporte como una losa. Permite reducir la tensión transmitida al terreno, homogeneizar los asentamientos diferenciales y asegurar que toda la cimentación se mueva como un bloque en caso de desplazamientos horizontales.

En base a la experiencia adquirida con la gran cantidad de edificios estudiados, se ha consensuado el siguiente flujo de decisiones (Figura nº 31), que, en base a cada casuística particular, se recomienda una u otra de las actuaciones descritas más arriba.

6.4. Afección en Cimentaciones Profundas

En aquellas viviendas cimentadas mediante pilotes también se han analizado las consecuencias del sismo sobre la edificación. Se han identificado los siguientes fenómenos:

- Reducción de la capacidad portante por al rozamiento negativo (movilizado por licuefacción).
- Desplazamiento lateral (Debido a licuefacción).
- Efectos cinemáticos.

Se describen a continuación los métodos de análisis empleados para el estudio de cada fenómeno y el flujograma desarrollado para asesorar correctamente cada casuística.

6.4.1. Reducción de la Capacidad Portante por Rozamiento Negativo (debido a la licuefacción)

En aquellos casos en los que el pilote atraviesa una capa de arenas que licuan, estas se compactan, provocando un asiento de todo el terreno situado por encima de dicha capa. Este asiento del terreno provoca un rozamiento negativo sobre el pilote.

Los casos analizados contemplan esta posibilidad, provocando una pérdida importante de capacidad.

6.4.2. Desplazamiento Lateral

Uno de los fenómenos más complicados de abordar es el desplazamiento lateral del terreno. En caso de producirse

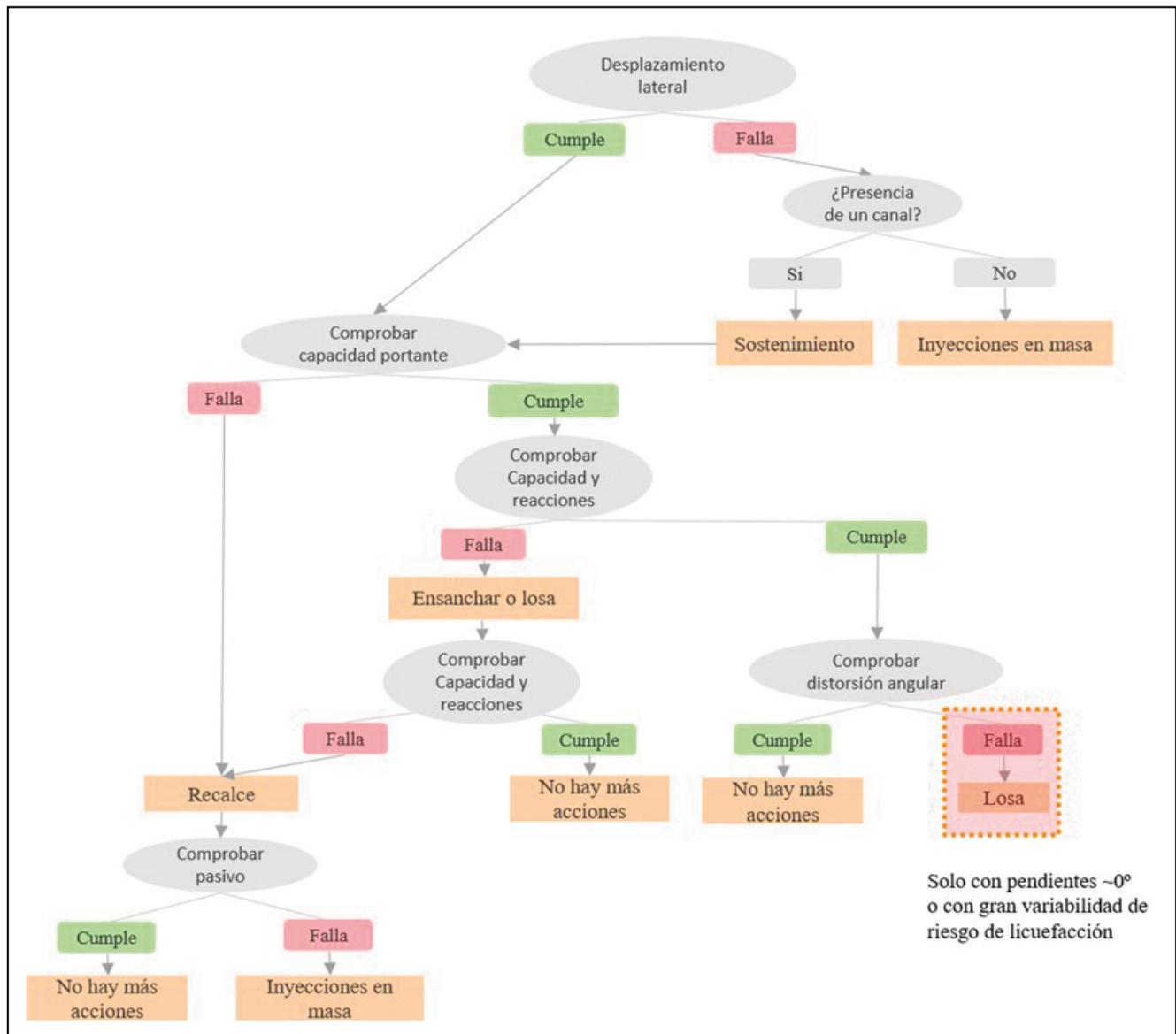


Figura 31. Flujograma de actuaciones en cimentaciones superficiales.

licuefacción en una capa de terreno atravesada por el pilote y de provocar desplazamientos laterales importantes, el terreno situado por encima de la capa licuada efectuará un empuje sobre el pilote con la totalidad de su resistencia (ya que este terreno no ha licuado) pudiendo provocar la rotura de los pilotes por cortante.

En estos casos se ha procedido a realizar un modelo de los pilotes y el terreno mediante el software ALP de la siguiente manera:

- Se modela los distintos estratos del terreno, y se le asignan propiedades de resistencia residual a las capas de arenas licuables.
- Se impone un desplazamiento lateral del terreno igual al desplazamiento lateral obtenido en el análisis de licuefacción.
- Se hallan los esfuerzos del pilote causados por el terreno desplazado y se comprueba su integridad.

6.4.3. Efectos Cinemáticos

Además de los riesgos descritos en caso de desarrollo de licuefacción, se han estudiado también los llamados

efectos cinemáticos, por los que, como consecuencia de los movimientos del terreno inducidos por un sismo pilotes en particular y todas las cimentaciones profundas en general se ven afectadas por cargas laterales adicionales.

Debido a la diferencia de rigideces entre el terreno y los pilotes, el desplazamiento lateral, estudiado de forma independiente a lo largo del tiempo para ambos elementos, no será el mismo, siendo necesario introducir ciertas condiciones de compatibilidad de desplazamientos entre el pilote y el terreno circundante. Esto dará lugar tanto a tensiones adicionales en el terreno, como a esfuerzos flectores y cortantes en los pilotes.

Ambos efectos varían a lo largo del tiempo y necesitan ser considerados en el diseño estructural.

Cuando el análisis dependiente del tiempo no es posible, Tabesh y Poulos (2001) sugirieron la consideración de estos efectos a partir de un cálculo estático en el cual el pilote debe soportar los máximos movimientos del terreno, entendidos como desplazamientos impuestos, y obtenidos a partir de un análisis de la respuesta sísmica del terreno. No obstante, cabe señalar que, en el caso general, esta envolvente de máximos desplazamientos del terreno no da necesariamente lugar a los máximos esfuerzos sobre el pilote ya que no son concomitantes.

Por ello, aprovechando que se disponen de estudios no lineales de respuesta del sitio, se ha realizado una metodología basada en el cálculo de los desplazamientos y los esfuerzos que provocan estos en los pilotes para cada instante del tiempo, utilizando cada uno de los acelerogramas estudiados. Esto se ha realizado con una programación de Python que extrae la deformada de cada instante del terreno, lo introduce en ALP, y extrae los efectos sobre el pilote.

La siguiente figura (Figura n° 32) permite visualizar como las envolventes de los esfuerzos resultantes de este análisis, más detallado, son en ocasiones más críticas que las obtenidas mediante el método simplificado de Tabesh y Poulos (líneas discontinuas azules).

Bajo este tipo de solicitaciones, el efecto grupo tiende a ser beneficioso debido a la acción de protección entre los pilotes. En particular, los pilotes internos de un grupo tienden a estar sometidos a esfuerzos más pequeños que los externos y el conjunto tiende a experimentar unos efectos menores que en el caso de un pilote aislado. Debido a esto, la consideración del pilote aislado generalmente será conservadora.

De igual modo, cabe señalar que la combinación de los efectos inerciales basados en el análisis de la superestructura y estos efectos cinemáticos, asumiendo que ocurren a la vez, podría ser igualmente conservadora. Esto podría ser un supuesto razonable cuando el periodo natural de la estructura fuera igual o menor que la del suelo y, en este caso particular, estos efectos podrían sumarse. La práctica habitual basada en Caltrans (2011) es la de considerar que el total del efecto cinemático se combina con el 50% del efecto inercial que considera ambas direcciones.

6.4.4. Flujiograma de Trabajo

De la misma manera que en el caso de cimentaciones superficiales, en base a la experiencia adquirida después

del estudio de tantos edificios, se ha consensuado el siguiente flujo de actuaciones (Figura n° 33).

7. CONCLUSIONES

Groningen es una provincia situada al noreste de los Países Bajos, que está experimentando terremotos debido a la extracción de gas (sismicidad inducida). El gran número de edificaciones a analizar (± 20.000 direcciones), situadas en zonas pobladas de una región muy extensa, con estudios que habitualmente llevarían varios meses de trabajo, supone el desarrollo de métodos de optimización de dichos trabajos. Esto supone numerosos desafíos multidisciplinares, requiriendo diferentes metodologías, automatizando procesos, cálculos, etc. con el fin de evaluar el peligro sísmico, la vulnerabilidad de las distintas construcciones de la región, analizar los riesgos sísmicos globales, etc. Estos análisis se han realizado para gestionar el riesgo existente, dentro de un marco de tiempo aceptable, con el respaldo de las autoridades, y con un programa socialmente aceptable y flexible.

Una de las metodologías implementadas, que se muestra en este artículo, son los trabajos realizados para los estudios sísmicos regionales para una tipología de edificios en la zona de estudio. Consiste en el desarrollo de modelos de suelo representativos para el área de estudio de acuerdo con el método de microzonificación sísmica y el análisis de respuesta no lineal del terreno (nonlinear SRA) y proporcionar modelos de suelo representativos para el análisis dinámico no lineal 'time-history' (NLTHA) y análisis estático no lineal 'push-over' (NLPO).

Para el desarrollo de modelos de suelo representativos, se ha desarrollado una metodología, que se expone en el presente artículo, y que está basada en procesos automáticos consistente en: (i) interpretar cada una de las formaciones utilizando técnicas de "machine learning" o

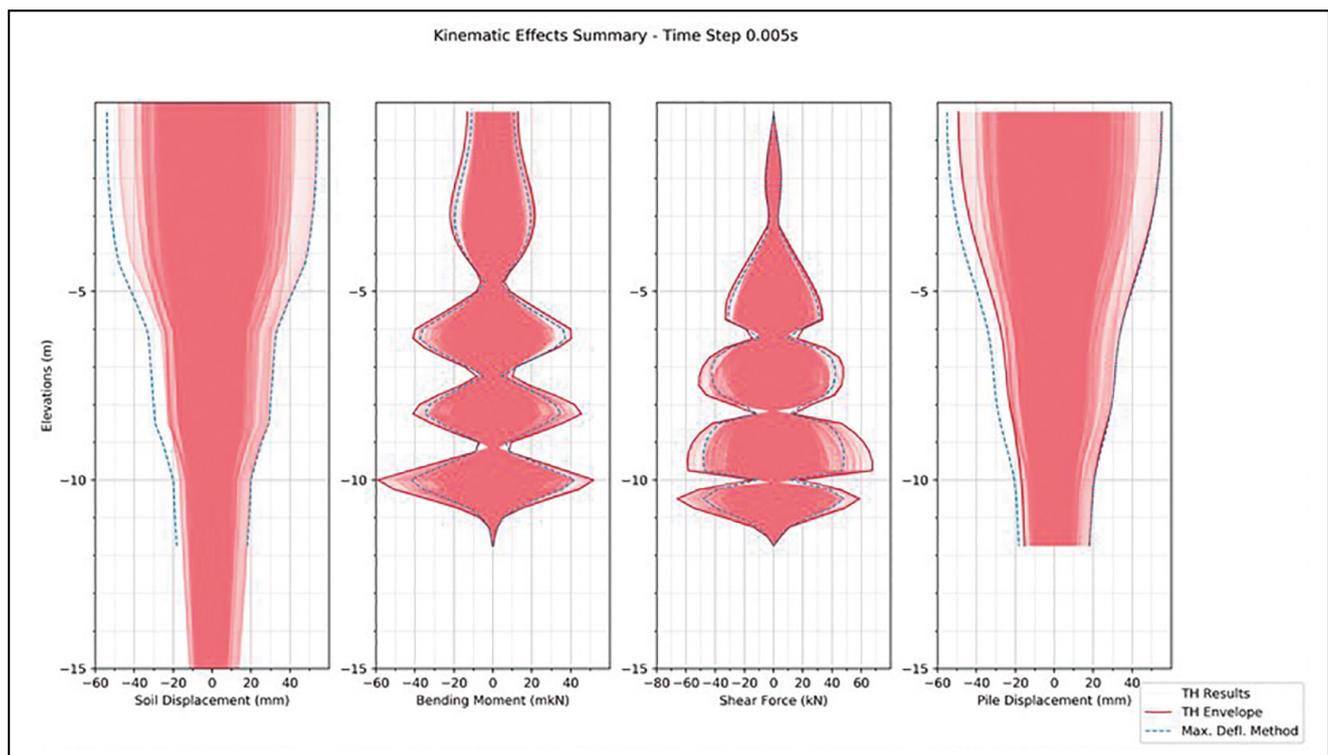


Figura 32. Resultados del análisis de 44000 casos de esfuerzos en un pilote debido a efectos cinemáticos.

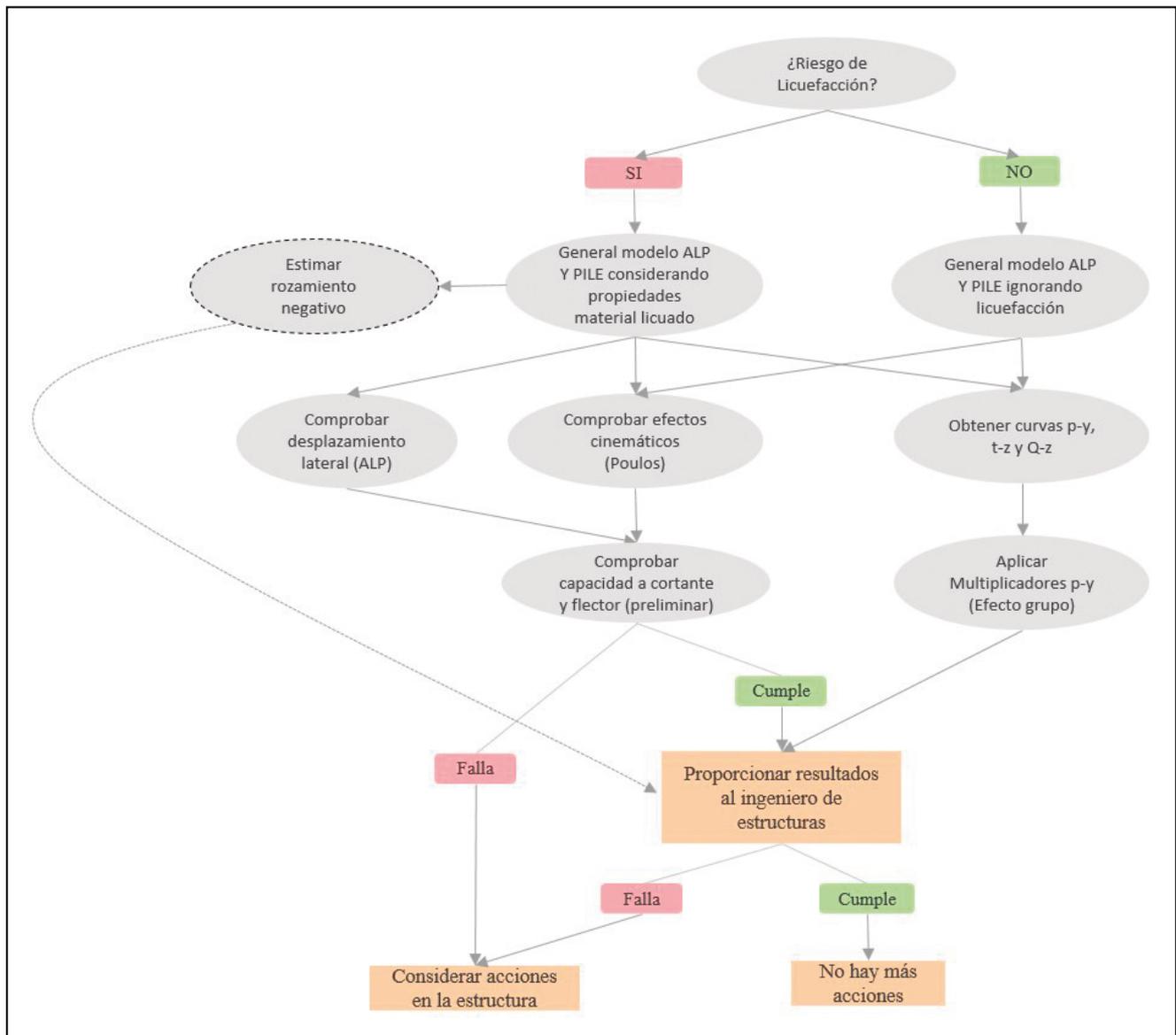


Figura 33. Flujograma de actuaciones en cimentaciones profundas.

“aprendizaje automático”; (ii) análisis geo-estadístico aplicado a cada formación y sus correspondientes parámetros, ajustado con los resultados de los ensayos de laboratorio; (iii) análisis de la distribución mediante una interpolación espacial generándose un modelo 3D del terreno y mapas ráster de cada formación; (iv) caracterización geotécnica.

Basándose en todo el desarrollo de los modelos de suelo representativos, se realiza un análisis de respuesta no lineal del terreno (nonlinear SRA) para obtener los desplazamientos y aceleraciones en cualquier punto de la columna de terreno para cada instante de tiempo, y generar un espectro de respuesta específico para dicha columna, obteniendo así los valores de tensiones y deformaciones necesarias para evaluar en detalle el riesgo de licuefacción del sitio, así como las fuerzas inerciales a las que se verá sometida la estructura y las cinemáticas de las unidades enterradas.

Las estructuras han sido estudiadas por medio del método de análisis estático no lineal ‘push-over’ (NLPO). De cara a la comprobación de las cimentaciones y al posible diseño de actuaciones de refuerzo, tanto en el caso de cimentaciones superficiales mediante zapatas, como en el caso de pilotes, se realiza un análisis basado en el modelo de las cimentaciones, con la rigidez propia del terreno.

La definición de la respuesta no lineal de las cimentaciones permite representar su respuesta dinámica para un análisis completo optimizado, sin necesidad de grandes interacciones entre el ingeniero de estructuras y el ingeniero geotécnico.

El estudio se complementa con un análisis de riesgos, fundamentalmente relacionados con el fenómeno de licuefacción. Se han desarrollado flujogramas de trabajo y de toma de decisiones en base a los distintos efectos y daños que la licuefacción puede ocasionar sobre la estructura: pérdida de capacidad portante, asentamientos verticales excesivos y desplazamientos laterales. Dependiendo del tipo de cimentación (superficial o profunda) estos efectos cobran mayor o menor protagonismo. Los flujogramas desarrollados consiguen abarcar todas las casuísticas y establecer una línea de actuaciones recomendadas.

Se han estudiado también los efectos cinemáticos por los que, como consecuencia de los movimientos del terreno inducidos por un sismo pilotes se ven afectadas por cargas laterales adicionales. El método seguido de Tabesh y Poulos (2001) impide realizar este análisis dependiente del tiempo. Con objeto de subsanar esta limitación, y aprovechando que se disponen de estudios no lineales de

respuesta del sitio, se ha desarrollado una metodología basada en el cálculo de los desplazamientos y los esfuerzos que provocan estos en los pilotes para cada instante del tiempo, utilizando cada uno de los acelerogramas estudiados. Esto ha sido posible haciendo uso de códigos de programación por medio de Python.

8. AGRADECIMIENTOS

Nuestro agradecimiento a Centrum Veilig Wonen (CVW), a la colaboración de los equipos de Arup Ámsterdam, y en especial a los departamentos de geotecnia y digitalización de las oficinas de Arup San Francisco y Londres.

9. REFERENCIAS

American Petroleum Institute (API) (2000) *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms—Working Stress Design*. December 2000.

American Society of Civil Engineers (2014). Seismic evaluation and retrofit of existing buildings (41-13).

Boulanger, R.W. y Idriss I.M. (2014). *CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures*. UCD/CGM-14/01

California Department of Transportation (Caltrans) (2011). *Guidelines on foundation loading and deformation due to liquefaction induced lateral spreading*. Los Angeles, California: California Department of Transportation.

Cetin, K.O. y Ozan, C. (2009). CPT-based probabilistic soil characterization and classification. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135 (1), 84-107.

Darendeli, M.B. (2001). *Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves* (Tesis doctoral). The University of Texas at Austin

Deltares (2015). *Geological schematisation of the shallow subsurface of Groningen* (1209862-005)

DINOloket (2017). Data and Information on the Dutch Subsurface. Disponible en <https://www.dinoloket.nl>.

Eurocode 8: Design of structures for Earthquake resistance — Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects.

FEMA P-1050-1/2015 (2016). NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures Volume I: Part 1 Provisions, Part 2 Commentary. September 2016.

Groholski, D.R., Hashhash, Y.M.A., Musgrove, M., Harmon, J. y Kim B. (2015). Evaluation of 1-D Non-linear Site Response

Analysis using a General Quadratic/Hyperbolic Strength-Controlled Constitutive Model, 6th ICEGE, November 2015.

Idriss, I.M. y Boulanger, R.W. (2008). *Soil Liquefaction During Earthquakes*. Earthquake Engineering Research Institute MNO-12.

Iwan, W.D. (1967). On a class of models for the yielding behaviour of continuous and composite systems. *Journal of Applied Mechanics*, 34 (E3), 612-617.

Iwasaki, T. (1986). Soil Liquefaction Studies in Japan: state-of-the art. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 5 (1), 2-70.

Jürgen, E., Philip, D.H. y Philip, L.G. (2016). *The Ice Age*. Wiley Blackwell. John Wiley & Sons.

Kulhawy, F.H. y Mayne, P.W. (1990). *Manual on estimating soil properties for foundation design* (No. EPRI-EL-6800) Electric Power Research Inst., Palo Alto, CA (USA); Cornell, Univ., Ithaca, NY (USA). Geotechnical Engineering Group

Ladd, C.C. y DeGroot, D.J. (2003). Recommended practice for soft ground site characterization: Arthur casagrande lecture. Proceedings of the 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering Massachusetts Institute of Technology. Cambridge, MA, USA.

Ladd, C.C. y Foott, R. (1974). New Design Procedure for Stability of Soft Clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 100 (7), 763-786.

Lunne, T., Robertson, P.K. y Powell, J.J.M. (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Engineering*.

Nederlandse praktijkrichtlijn NPR 9998 (2015). *Assessment of buildings in case of erection, reconstruction and disapproval – Basic rules for seismic actions: induced earthquakes*.

Poulos, H.G. y Tabesh, A. (2001). Pseudostatic approach for seismic analysis of single piles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127 (9), 757-765.

Robertson, P.K. y Cabal, K.L. (2010). Estimating soil unit weight from CPT. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, (pp. 2-40).

Robertson, P. K. (2009). Interpretation of cone penetration tests – an unified approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(11), 1337-1355.

Robertson, P.K. (1990). Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 27, 151-158

Tonkin & Taylor Ltd. (2013). *Liquefaction vulnerability study*, T&T Ref: 52020.0200/v.1.0, Christchurch, NZ. 2013.

Zhang G., Robertson P.K. y Brachman R.W.I. (2004). Estimating Liquefaction-Induced Lateral Displacements Using the Standard Penetration Test or Cone Penetration Test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130 (8), 861-871.